

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO MARANHÃO
CENTRO DE CIÊNCIAS TECNOLÓGICAS
COORDENAÇÃO DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

JOÃO PAVÃO NETO

**DIMENSIONAMENTO DE MURO DE CONTENÇÃO EM ALVENARIA
ESTRUTURAL PROTENDIDA**

São Luís

2016

JOÃO PAVÃO NETO

**DIMENSIONAMENTO DE MURO DE CONTENÇÃO EM ALVENARIA
ESTRUTURAL PROTENDIDA**

Monografia apresentada ao curso de Engenharia Civil da
Universidade Estadual do Maranhão como requisito
parcial para obtenção do título de bacharel em
Engenharia Civil.

Orientador: Dr. Eduardo Aurélio Barros Aguiar

São Luís

2016

Pavão Neto, João.

Dimensionamento de muro de contenção em alvenaria estrutural protendida /
João Pavão Neto. – São Luís, 2016.

165 f.

Monografia (Graduação) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual
do Maranhão, 2016.

Orientador: Prof. Dr. Eduardo Aurélio Barros Aguiar.

1. Dimensionamento. 2. Muro de contenção. 3. Alvenaria estrutural
protendida. I. Título.

CDU 624.012.26

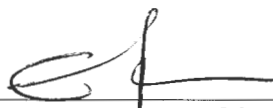
JOÃO PAVÃO NETO

**DIMENSIONAMENTO DE MURO DE CONTENÇÃO EM ALVENARIA
ESTRUTURAL PROTENDIDA**

Monografia apresentada ao curso de Engenharia Civil à Coordenação da Universidade Estadual do Maranhão - UEMA, como requisito para obtenção do grau de Bacharelado em Engenharia Civil.

Aprovada em: 16/12/2016

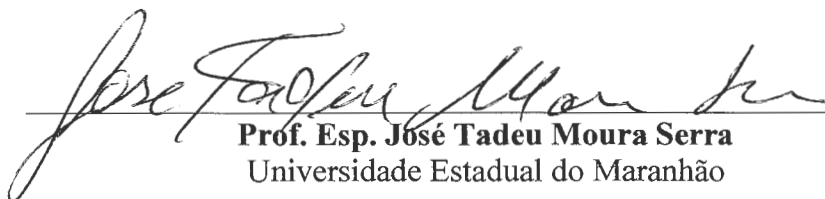
BANCA EXAMINADORA



Prof. Dr. Eduardo Aurélio Barros Aguiar (Orientador)
Universidade Estadual do Maranhão



Prof. Dr. Iêdo Alves de Souza
Universidade Estadual do Maranhão



Prof. Esp. José Tadeu Moura Serra
Universidade Estadual do Maranhão

Ao Senhor Jesus Cristo, minha família, minha
namorada Débora Penha e amigos que de
alguma forma contribuíram para que tudo fosse
possível.

AGRADECIMENTOS

Agradeço, primeiramente, a Deus por ter me abençoado com saúde, disposição e tempo para que esse trabalho fosse possível. Tendo permitido toda sorte de bênçãos na minha vida ao longo dos anos de vida acadêmica, para honra e glória do Seu nome.

Agradeço aos meus pais, Pavão Filho e Lúcia Pavão, por terem sido os maiores incentivadores do meu processo educativo, não medindo esforços e tempo para contribuírem com meu crescimento acadêmico.

Agradeço à minha namorada Débora Penha pela compreensão e por me inspirar todos os dias, me encorajando a explorar e potencializar minhas qualidades e a refletir e corrigir meus erros, sendo uma companheira de todos os momentos, incentivadora nas vitórias e consoladora nas derrotas.

Agradeço aos meus avós, Giuditta Iorio e Manoel Calado, por nunca deixarem de acreditar em mim e estarem sempre torcendo e dispostos a me ajudar na minha vida acadêmica.

Agradeço à minha tia, Margarida Carvalho, e ao meu tio, Marcelo Carvalho, por me apoiarem e apostarem em mim, sempre predispostos a me ajudar no que eu precisasse para obter êxito.

Agradeço aos meus amigos/irmãos, José Ribamar Barros Netto, Gilberto Tavares Lima Gama e Hugo Carvalho Camapum, por serem grandes aliados no processo de graduação, amigos verdadeiros e leais os quais sempre pude contar para encarar os desafios que surgiram durante o curso e que preservarei para vida profissional.

Agradeço ao professor Eduardo Aurélio Barros Aguiar, por toda sua competência como profissional, educador e mentor. Por me acolher como orientando, estando sempre solícito e prestativo para me ajudar a realizar este trabalho.

“Se quer paz, prepare-se para a guerra. ”

Flavius Vegetius

RESUMO

Os muros de contenção são elementos estruturais com função de evitar deslizamentos e escorregamentos de maciços de solo de um talude inclinado ou instável e promover a segurança de pessoas e patrimônios públicos e privados. Com advento das técnicas de protensão utilizando armaduras ativas, surgiu a opção de examinar o uso dessas armaduras em conjunto com a alvenaria estrutural, concretizando o mutualismo estrutural entres os dois elementos, já que os blocos estruturais de concreto são bons resistentes à esforços de compressão e os cabos de protensão são exímios combatentes aos esforços de tração. Os dois representam soluções vantajosas e se complementam eficientemente, pois os blocos de concreto são peças de fácil execução e dispensam o uso de fôrmas, porém são péssimos na resistência à tração, quando os cabos de protensão entram em cena, a força de protensão consegue anular os esforços de tração e tornar o elemento estrutural, formado pelo conjunto alvenaria estrutural protendida, resistente às ações laterais que geram flexão na estrutura. O uso da protensão, apesar de ter um preço um pouco mais alto em relação às armaduras passivas, possui uma economia na taxa de aço e exige menos tempo e mão-de-obra para ser executada. Diante desses fatos, torna-se imprescindível apresentar um roteiro de dimensionamento de um muro de contenção em alvenaria estrutural protendida e contribuir para enriquecer a literatura brasileira com essa tipologia estrutural que merece atenção para ser estudada e aplicada como solução viável.

Palavras-chave: Dimensionamento. Muro de Contenção. Alvenaria Estrutural Protendida.

ABSTRACT

The retaining walls are structural elements with the function of avoiding landslides and landslides of an inclined or unstable slope and promoting the safety of public and private persons and assets. With the advent of techniques for prestressing using active armour, the option to examine the use of these fixtures in conjunction with the structural masonry, spraying the mutualism between structural both elements, as the building blocks of concrete are good resistant to efforts of compression and the cables of stressing are excellent fighters for the efforts of traction. The two represent advantageous and complement each other efficiently, because the concrete blocks are pieces of easy execution and do not require the use of molds, but are poor in resistance to traction, when the cables of stressing enters on the scene, the strength of prestressing can undo the efforts of traction and make the structural element, formed by all structural masonry prestressed, resistant to the actions which generate bending in the structure. The use of prestressing, in spite of having a price a little higher in relation to the passive armour, has an economy based on the rate of steel and requires less time and labor to be performed. Faced with these facts, it becomes essential to present a roadmap of sizing a containment wall in structural masonry prestressed and contribute to enriching the brazilian literature with this typology structure that deserves attention to be studied and applied as a viable solution.

Keywords: Design. Retaining wall. Prestressed structural masonry.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1: Princípio básico da alvenaria estrutural protendida	2
Figura 2: Pré-dimensionamento de muro de contenção	10
Figura 3: Caso geral das pressões de Rankine	15
Figura 4: Localização e Direção de Empuxo de Rankine	17
Figura 5: Distribuição de Pressão Ativa com Solo Coesivo	18
Figura 6: Empuxo devido Carga Distribuída	19
Figura 7: Empuxo devido à água no solo	20
Figura 8: Esforços atuantes com contribuição da água no solo.....	20
Figura 9: Empuxo devido a carga concentrada	21
Figura 10: Empuxo devido carga linear	23
Figura 11: Empuxo devido carga do tipo sapata corrida.....	24
Figura 12: Solos Estratificados.....	25
Figura 13: Empuxo Passivo em Muros de Contenção.....	27
Figura 14: Análise estrutural do muro de contenção.....	29
Figura 15: Deslizamento	32
Figura 16: Tombamento	33
Figura 17: Ruptura Geral.....	34
Figura 18: Ruptura por Puncionamento	35
Figura 19: Modos de ruptura	35
Figura 20: Camadas atingidas pelo bulbo de tensões.....	38
Figura 21: Sapata fictícia no topo da segunda camada.....	39
Figura 22: Esforços e Tensões na base.....	42
Figura 23: Excentricidade.....	43
Figura 24: Flexão na alvenaria	44
Figura 25: Tensão de cisalhamento na junção do muro com a fundação.....	47
Figura 26: Esforços atuantes no elemento de cálculo	48
Figura 27: Força de protensão centrada.....	53
Figura 28: Placa de ancoragem.....	58
Figura 29: Áreas de contato.....	59
Figura 30: Sapata corrida flexível	65
Figura 31: Dimensões mínimas de sapata corrida flexível.....	66

Figura 32: Esforços solicitantes na sapata corrida flexível	69
Figura 33: Ganchos	73
Figura 34: Blocos de Concreto Estruturais e de Vedação	79
Figura 35: Blocos de Concreto Estruturais e de Vedação (continuação)	80
Figura 36: Diâmetro nominal de cordoalhas de 3 e 7 fios.....	92
Figura 37: Cordoalha de 7 fios plastificada.....	93
Figura 38: Drenagem subsuperficial de muro de contenção	94
Figura 39: Drenagem de muro de contenção utilizando barbacãs.....	95
Figura 40: Abertura de Valas	96
Figura 41: Lastro de concreto magro.....	97
Figura 42: Preparação das laterais	97
Figura 43: Fôrmas e sarrafos para sapata corrida.....	98
Figura 44: Armação da sapata corrida.....	98
Figura 45: Ancoragem ativa e ancoragem passiva (morta)	99
Figura 46: Ancoragem passiva com a extremidade das cordoalhas em forma de laço	99
Figura 47: Ancoragem passiva com a extremidade das cordoalhas “desencordoadas”	100
Figura 48: Concretagem da sapata corrida	100
Figura 49: Tipos de juntas	101
Figura 50: Tipos de juntas (continuação)	101
Figura 51: Argamassa colocada nas paredes e no topo do bloco	102
Figura 52: Excesso de argamassa expelido após o assentamento	102
Figura 53: Raspagem do excesso de argamassa	102
Figura 54: Conferência de prumo.....	103
Figura 55: Junta com perfil de PVC	103
Figura 56: Assentamento de blocos de concreto sobre cabos de protensão	104
Figura 57: Ancoragem por meio de cunhas.....	104
Figura 58: Ancoragem em cunha para cordoalha.....	105
Figura 59: Posicionamento de placa de ancoragem	105
Figura 60: Aplicação de protensão em cordoalha com a utilização de macaco hidráulico ...	106
Figura 61: Muro de contenção em alvenaria estrutural protendida após aplicação da força de protensão	107
Figura 62: Ancoragem grauteada na última fiada com cinta de canaletas	107
Figura 63: Proteção contra corrosão.....	108
Figura 64: Estratificação do solo (Exemplo prático).....	109

Figura 65: Bloco estrutural de concreto utilizado	110
Figura 66: Dimensões do muro de contenção (Exemplo prático):	111
Figura 67: Análise estrutural (Exemplo prático)	113
Figura 68: Influência do bulbo de tensões nas camadas (Exemplo prático)	114

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Classificação de Solos	7
Tabela 2: Peso específico de solos argilosos	9
Tabela 3: Peso específico de solos arenosos	9
Tabela 4: Ações permanentes, variáveis e excepcionais	11
Tabela 5: Coeficientes de ponderação das combinações normais.....	11
Tabela 6: Coeficiente de redução das ações variáveis.....	12
Tabela 7: Valores de γ_m	12
Tabela 8: Fatores de segurança.....	31
Tabela 9: Fatores de Capacidade de Carga	37
Tabela 10: Fatores de Forma	38
Tabela 11: Blocos de concreto: valores característicos da resistência à tração na flexão f_{tk} (MPa).....	45
Tabela 12: Valores característicos da resistência ao cisalhamento em juntas horizontais de paredes f_{vk}	50
Tabela 13: Valores máximos do índice de esbeltez do muro de contenção	52
Tabela 14: Propriedades de deformação da alvenaria em blocos de concreto	62
Tabela 15: Valores de ψ_{1000} , em porcentagem	63
Tabela 16: Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal	67
Tabela 17: Classes de agressividade ambiental	68
Tabela 18: Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto	68
Tabela 19: Taxas mínimas de armadura de flexão	72
Tabela 20: Área de armadura por metro de largura (cm ² /m)	72
Tabela 21: Comprimento de ancoragem em função da bitola e dos valores característicos de concreto	73
Tabela 22: Diâmetro de dobramento dos pinos (ϕ_{pino})	74
Tabela 23: Dimensões Nominais	78
Tabela 24: Tolerâncias máximas de fabricação.....	79
Tabela 25: Designação por classe, largura dos blocos e espessura mínima das paredes dos blocos.....	81
Tabela 26: Requisitos para resistência característica à compressão, absorção e retração	82

Tabela 27: Requisitos para a argamassa no estado fresco e endurecido.....	83
Tabela 28: Limites da distribuição granulométrica do agregado miúdo	84
Tabela 29: Influência dos materiais constituintes nas propriedades da argamassa	85
Tabela 30: Alguns traços, resistência à compressão e uso de argamassas de cimento, cal e areia	86
Tabela 31: Faixas granulométricas recomendadas para areias	88
Tabela 32: Faixa granulométrica recomendada para pedriscos	88
Tabela 33: Proporções recomendadas para dosagem do graute em volume e materiais secos	88
Tabela 34: Traços ensaiados de grautes utilizando cal	89
Tabela 35: Diâmetros nominais	90
Tabela 36: Propriedades mecânicas exigíveis de barras e fios de aço destinados a armaduras de concreto armado	90
Tabela 37: Características dos fios com relaxação normal - RN.....	91
Tabela 38: Características dos fios com relaxação baixa - RB.....	92
Tabela 39: Características das cordoalhas de 3 e 7 fios com relaxação baixa - RB	93
Tabela 40: Resultados dos parâmetros geotécnicos.....	110
Tabela 41: Resumo de ações e carregamentos	112
Tabela 42: Resultados análise estrutural	113
Tabela 43: Resumo da análise de estabilidade externa.....	115
Tabela 44: Resumo análise de estabilidade interna (antes da protensão)	117
Tabela 45: Resumo protensão inicial.....	118
Tabela 46: Resumo perdas de protensão	119
Tabela 47: Resumo protensão final	120
Tabela 48: Resumo verificação de ruptura	121
Tabela 49: Resumo tensão de contato	122
Tabela 50: Resumo de análise de estabilidade interna (após protensão).....	124
Tabela 51: Resumo Fundação.....	125

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

AEP – Alvenaria Estrutural Protendida

CA - Concreto Armado

CP – Concreto Protendido

ELS – Estado Limite de Serviço

ELU – Estado Limite Último

MSJC - Masonry Standards Joint Committee

NBR – Norma Brasileira

RB – Relaxação Baixa

RN – Relaxação Normal

STP – Standard Penetration Test

UEMA – Universidade Estadual do Maranhão

LISTA DE SÍMBOLOS

c : coesão (kPa)

ϕ : ângulo de atrito (graus)

N_{spt} : número de golpes resultante do ensaio SPT

F_d : valor de cálculo para a combinação última;

γ_g : ponderador de ações permanentes;

$F_{G,k}$: valor característico das ações permanentes;

γ_q : ponderador das ações variáveis;

$F_{Q1,k}$: valor característico da ação variável considerada principal;

$\Psi_{0j} F_{Qj,k}$: valores característicos reduzidos das demais ações variáveis.

γ_m : coeficiente de ponderação das resistências

γ_{bconc} : peso específico do bloco de concreto (kN/m³)

γ_c : peso específico do concreto armado (kN/m³)

P_p : peso próprio da estrutura (kN)

A_b : área da base bruta; (m²)

H : altura total do muro de contenção (m)

K_a : coeficiente de empuxo ativo

α : ângulo de inclinação do terrapleno (graus)

θ : ângulo de inclinação da parede do muro de contenção em relação ao seu eixo vertical (graus)

P_a : pressão ativa (kN/m)

E_a : empuxo ativo (kN/m²)

γ : peso específico natural do solo (kN/m³)

β : ângulo formado entre a força resultante da pressão ativa e o eixo que forma 90° com a parede do muro (graus)

η : ângulo entre a base do muro e o maciço formando o contorno da cunha de ruptura (graus)

z_o : altura da fenda de tração (m)

E_{cd} : empuxo devido à carga distribuída na superfície (kN/m²)

q_o : carga distribuída na superfície (kN/m²)

γ_a : peso específico da água (kN/m³)

h_a : altura do nível de água (m)

E_{pa} : empuxo devido à água (kN/m²)

γ_{sub} : peso específico submerso (kN/m³)

γ_{sat} : peso específico saturado (kN/m³)

E_{cc} : empuxo devido à carga concentrada na superfície (kN/m²)

E_{cl} : empuxo devido cargas lineares (kN/m²)

E_{SC} : empuxo devido carga tipo sapata corrida (kN/m²)

K_p : coeficiente de empuxo passivo

E_p : empuxo passivo (kN/m²)

P_p : pressão passiva (kN/m)

F_R : força resistente (kN)

F_A : força atuante sobre o muro de contenção (kN)

FS_D : fator de segurança contra deslizamento

M_R : momento resistente (kN.m)

M_A : momento atuante sobre o muro de contenção (kN.m)

FS_T : fator de segurança contra tombamento

σ_r : tensão de ruptura do terreno (capacidade de carga) por ruptura geral (MPa)

N_c, N_q, N_γ : fatores de capacidade de carga

S_c, S_q, S_γ : fatores de forma

q : sobrecarga da altura de solo acima da cota de assentamento da fundação (kN/m²)

B : menor dimensão da base da fundação (m)

σ'_r : tensão de ruptura do terreno (capacidade de carga) por ruptura por punção (MPa)

c^* : coesão na ruptura por punção (kPa)

ϕ^* : ângulo de atrito na ruptura por punção (graus)

σ_L : tensão de ruptura do terreno (capacidade de carga) por ruptura local (MPa)

σ_{r1} : capacidade de carga da primeira camada (MPa)

σ_{r2} : capacidade de carga da segunda camada (MPa)

σ_{adm} : tensão admissível do terreno (MPa)

σ_r : tensão de ruptura do terreno (MPa)

FS_{cc} : fator de segurança para a capacidade de carga

e : excentricidade (m)

W : momento resistente da seção da base (m³)

f_d : resistência à compressão de cálculo da alvenaria (MPa)

f_{td} : resistência à tração de cálculo da alvenaria (MPa)

$\sigma_{c,f_{m\acute{a}x}}$: tensão máxima de compressão na seção devido a flexão (MPa)

$\sigma_{t,f_{m\acute{a}x}}$: tensão máxima de tração na seção devido a flexão (MPa)

y : distância perpendicular do eixo neutro a um ponto mais afastado do eixo neutro, onde a tensão de compressão ou tração é máxima (m)

I : momento de inércia da área da seção retangular do muro de contenção calculada em torno do eixo neutro (m⁴)

M_d : momento fletor máximo de cálculo (kN.m)

M_k : momento fletor máximo característico (kN.m)

γ_{med} : peso específico médio (kN/m³)

f_{tk} : resistência característica à tração (MPa)

τ_{vd} : tensão de cisalhamento de cálculo (MPa)

V_d : força de cálculo cisalhante máxima (kN)

t : espessura da muro de contenção (m)

L : faixa de comprimento do muro de contenção (m)

σ_{Pp} : tensão causada pelo peso próprio (MPa)

σ_{Fp} : tensão de compressão devido a força de protensão (MPa)

σ_c : tensão de compressão resultante (MPa)

f_{vk} : tensão de cisalhamento característica resistente (MPa)

N_{rd} : força normal resistente de cálculo à compressão (kN)

R : coeficiente redutor devido à esbeltez do muro de contenção

h_e : altura efetiva (m)

t_e : espessura efetiva (m)

λ : índice de esbeltez

F_p : força de protensão (kN)

f_p : tensão no aço de protensão (kN/cm²)

f_{ptk} : tensão última de resistência à tração do aço de protensão (kN/cm²)

A_p : área total dos cabos de protensão por metro (cm²/m)

k : coeficiente que leva em conta a redução de resistência em função da direção da compressão

f_k : resistência característica à compressão simples da alvenaria (MPa)

f_{pk} : resistência característica de compressão simples de prisma (MPa)

f_{pd} : tensão nominal no cabo de protensão (MPa)

d : altura útil da seção que corresponde à distância do centro de gravidade da seção do cabo à borda comprimida (m)

b : base da seção em relação ao eixo de flexão (m)

x : posição da linha neutra (m)

σ_{pe} : tensão no aço de protensão, após perdas (MPa)

σ_{tc} : tensão de contato (MPa)

f_{ck} : resistência à compressão do concreto (MPa)

$\Delta\sigma$: variação média da tensão de protensão (MPa)

α_e : razão entre os módulos de elasticidade do aço e da alvenaria

σ_m : tensão de protensão inicial no centroide dos cabos de protensão (MPa)

E_p : módulo de elasticidade do aço do cabo de protensão (GPa)

k_a : coeficiente de dilatação térmica da alvenaria ($^{\circ}\text{C}^{-1}$)

k_s : coeficiente de dilatação térmica do aço ($^{\circ}\text{C}^{-1}$)

ΔT : variação da temperatura ($^{\circ}\text{C}$)

C : fluência específica (mm/m/MPa)

ε_{ms} : coeficiente de deformação unitária por retração na alvenaria (mm/m)

t : tempo (h)

$\Delta\sigma_{pr}(t, t_o)$: perda de tensão por relaxação pura desde o instante t_o do estiramento da armadura até o instante t considerado (MPa)

σ_{pi} : tensão na armadura de protensão no instante de seu estiramento (MPa)

r : perda de protensão total (MPa)

h : altura da sapata

V_{fp} : esforço cortante na face da parede (kN/m)

M_{cp} : momento fletor resultante no centro da parede (kN.m/m)

$A_{s,principal}$: armadura principal (cm^2/m)

$A_{s,distribuição}$: armadura de distribuição (cm^2/m)

f_{yk} : resistência característica à tração do aço (kN/cm^2)

f_{yd} : resistência de cálculo à tração do aço (kN/cm^2)

$A_{s,min}$: armadura mínima

τ_{Rd2} : tensão cisalhante resistente (MPa)

τ_{Sd} : tensão cisalhante atuante (MPa)

V_{Rd1} : esforço cortante resistente (kN)

f_{bk} : resistência característica à compressão axial do bloco (MPa)

f_a : resistência à compressão da argamassa (MPa)

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	1
2 OBJETIVOS	3
2.1 GERAL	3
2.2 ESPECÍFICOS	3
3 METODOLOGIA.....	4
3.1 MÉTODO DE ABORDAGEM.....	4
3.2 TÉCNICAS DE PESQUISA	4
4 JUSTIFICATIVA	5
5 REFERENCIAL TEÓRICO	7
5.1 PARÂMETROS INICIAIS	7
5.1.1 Coesão	8
5.1.2 Ângulo de Atrito	8
5.1.3 Pesos Específicos	8
5.2 PRÉ-DIMENSIONAMENTO	10
5.3 AÇÕES	11
5.4 EMPUXOS	14
5.4.1 Empuxo de terra	14
5.4.2 Empuxos devidos a cargas excepcionais	18
5.4.3 Empuxo em solos estratificados	25
5.4.4 Empuxo passivo em muros de contenção	27
5.5 ANÁLISE ESTRUTURAL	29
5.6 ANÁLISE DE ESTABILIDADE EXTERNA	31
5.6.1 Deslizamento	31
5.6.2 Tombamento	33
5.6.3 Capacidade de carga	34

5.6.4 Excentricidade	41
5.7 ANÁLISE DE ESTABILIDADE INTERNA	44
5.7.1 Flexão simples	44
5.7.2 Cisalhamento.....	47
5.7.3 Compressão simples	51
5.8 PROTENSÃO.....	53
5.8.1 Força de protensão	53
5.8.2 Perdas de protensão	60
5.9 FUNDAÇÃO	65
5.9.1 Dimensionamento	69
5.10 MATERIAIS DA ALVENARIA ESTRUTURAL PROTENDIDA	77
5.10.1 Blocos de concreto	77
5.10.2 Argamassa	83
5.10.3 Graute	87
5.10.4 Armaduras	89
5.10.5 Drenagem	94
5.10.6 Impermeabilização	95
5.11 EXECUÇÃO DE MURO DE ALVENARIA ESTRUTURAL PROTENDIDA.....	96
5.11.1 Execução da sapata corrida	96
5.11.2 Execução da alvenaria estrutural protendida em blocos de concreto	100
6 EXEMPLO DE APLICAÇÃO	109
7 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	126
REFERÊNCIAS	127
APÊNDICE A	130
ANEXO A	144

1 INTRODUÇÃO

Os muros de contenções são estruturas corriqueiras dentro das áreas da estrutura e da geotecnia. A grande variabilidade de tipos de muros fornece a opção decidir sobre diferentes tipos de soluções para determinado caso de contenção de taludes ou reaterros. O muro de contenção em alvenaria estrutural protendida surge como uma opção bastante emblemática, pois esta estrutura estimula a realizar uma execução, possivelmente, mais rápida e econômica. Basicamente, o muro de contenção em AEP é formado pela parede de alvenaria estrutural não armada, com os vazados dos blocos preenchidos com graute, onde passarão os cabos de protensão que são ancorados na parte inferior em uma fundação de sapata corrida em concreto armado, e na parte superior em uma fiada de alvenaria grauteada ou coxim de concreto. Esta tipologia estrutural é bastante interessante, também, pelo fato dela agregar em sua composição pelo menos 5 tipos diferentes de aplicabilidade de materiais: os blocos estruturais de concreto, os cabos de protensão em aço (armaduras ativas), o graute para preencher os vazados dos blocos onde passam os cabos, o concreto estrutural para executar a fundação e as barras de aço (armaduras passivas) utilizadas, também, para compor a estrutura de concreto armado da fundação em sapata corrida.

Em outros países como Reino Unido, Austrália e Estados Unidos, o uso de alvenaria estrutural protendida é uma solução pertinente e considerada em diversas situações como uma alternativa viável, conforme citação abaixo:

“ A alvenaria estrutural protendida foi mais desenvolvida no Reino Unido, onde esse tipo de construção faz parte do código de normas desde 1985 e onde são encontrados vários casos de utilização dessa tecnologia a partir do final da década de 50; em outros países, como Austrália e Estados Unidos a utilização dessa tecnologia é mais recente, porém já é normalizada” (PARSEKIAN; FRANCO, 2002, p.2).

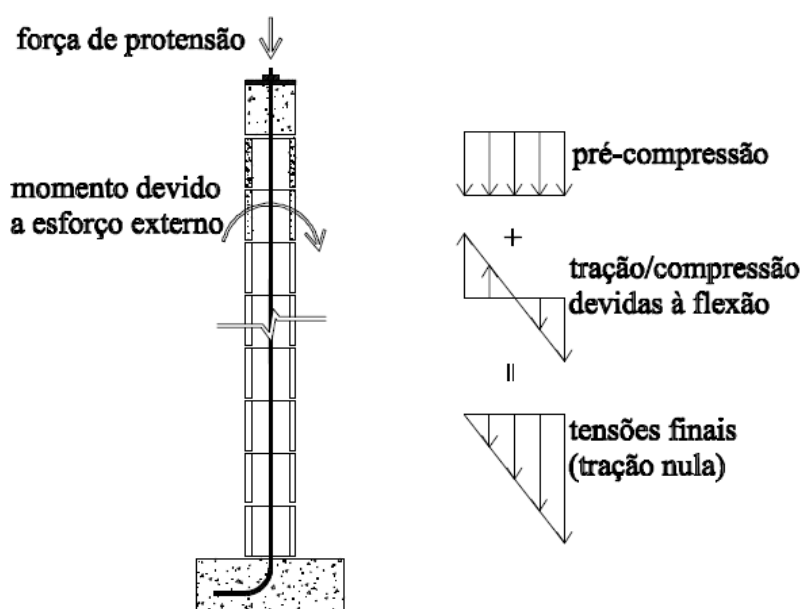
Apesar da literatura brasileira ser bastante limitada em relação à alvenaria estrutural protendida, a norma NBR 15961-1 (2011) trata de forma sucinta, em seu anexo B, sobre alvenaria estrutural protendida e informa o fim principal do uso desta tipologia:

“A alvenaria protendida é recomendada para casos onde inicialmente a tração é o esforço predominante, situação comum em paredes sujeitas a ações laterais elevadas em relação ao carregamento vertical. São exemplos dessa situação muros de contenção como arrimos e silos, reservatórios de água, paredes de galpões sujeitos à ação do vento, entre outros. ” (ABNT NBR 15961-1, 2011, p. 47).

Porém, tem-se um número bem reduzido de informações sobre a aplicação da alvenaria estrutural protendida em muros de contenções, fato que motivou a elaboração do presente trabalho monográfico.

O princípio básico da alvenaria estrutural protendida consiste em utilizar os blocos de concreto para resistirem aos esforços de compressão, gerados pela ação lateral do empuxo ativo, e tornar os esforços de tração nulos na seção, através da aplicação de força de protensão em cabos de aço que irão gerar tensões de pré-compressão as quais anularão as tensões de tração.

Figura 1: Princípio básico da alvenaria estrutural protendida



Fonte: Parsekian; Franco (2002)

Inicialmente, antes de realizar o dimensionamento da alvenaria estrutural protendida, são realizados cálculos para pré-dimensionar a geometria do muro, que consiste em paredes uniformes, sem variação de seção e sem uso de enrijecedores, realizar a análise de estabilidade externa através de verificações quanto ao deslizamento, tombamento, capacidade de carga do terreno e das tensões na base. Concluindo a análise de estabilidade externa, é realizada a análise de estabilidade interna, onde ocorrerá o dimensionamento, propriamente dito, da alvenaria estrutural e dos cabos de protensão necessários para anular a tração, sendo contabilizadas as perdas de protensão e verificando o cumprimento de todas as verificações exigidas. Por último, é realizado o dimensionamento da fundação sapata corrida em concreto armado.

2 OBJETIVOS

2.1 GERAL

Realizar o dimensionamento do muro de contenção em alvenaria estrutural protendida, que inclui a parede de alvenaria estrutural, os cabos de protensão e a fundação sapata corrida em concreto armado.

2.2 ESPECÍFICOS

- Realizar o dimensionamento, considerando o uso de cordoalhas não aderidas, com deslocamento lateral restrito, para aplicação da força de protensão;
- Utilizar blocos estruturais de concreto para o dimensionamento da alvenaria estrutural;
- Considerar a teoria de Rankine para calcular os esforços na estrutura provenientes do empuxo de terra;
- Realizar dimensionamento prático de fundação rasa em concreto armado, do tipo sapata corrida;
- Adotar um muro cuja geometria é uniforme, sem variação de seção e sem a utilização de enrijecedores.
- Considerar que a aplicação de força de protensão é centrada e a distribuição dos cabos é realizada de maneira uniforme e simétrica sobre a linha neutra na seção do muro, impedindo a ocorrência de flexão composta ou oblíqua na seção da estrutura.

3 METODOLOGIA

3.1 MÉTODO DE ABORDAGEM

A metodologia de trabalho é hipotético-dedutiva e foi realizada através de pesquisa bibliográfica por meio de livros, teses de doutorado, outras monografias, normas especializadas e um exemplo prático de dimensionamento do muro de contenção em alvenaria estrutural pretendida.

3.2 TÉCNICAS DE PESQUISA

As técnicas de pesquisa que darão suporte à metodologia são do tipo documentação indireta formadas por pesquisa bibliográfica através de livros, artigos e outros meios de informação e pesquisas que podem ser encontradas em bibliotecas, *sites* da *internet*, etc.

4 JUSTIFICATIVA

Os muros de contenção são estruturas de segurança que são utilizados para conter maciços de solo em terrenos com inclinação ou com instabilidade do talude, a fim de prevenir possíveis movimentos de terra como os desprendimentos, deslizamentos, escorregamentos ou rastejos. Portanto, este tipo de estrutura é de extrema importância para resolver problemas em regiões de encostas, em edifícios com subsolo, em obras de arte, etc. Considerando estes fatos, torna-se necessário explorar e encontrar a tipologia do muro, sua geometria e seus materiais que o torne mais viável e funcional para diversas situações. Quando se utiliza muros mais esbeltos, ou seja, que não trabalham a partir da gravidade, da robustez e do seu peso unicamente, as ações de empuxo do terreno e, em alguns casos, com contribuições de um nível de água podem gerar flexão no muro de forma que torne necessário o uso de armaduras. Desta forma, nasce a necessidade de se utilizar uma combinação de material resistente à compressão com material resistente à tração. O muro de concreto armado (que utiliza o concreto combinado com armaduras passivas) tem se apresentado até os dias atuais como uma solução bastante usual, porém com o advento de métodos modernos construtivos surge a necessidade de se realizar estudos para analisar a aplicação de novas tendências construtivas.

Quando se fala de material resistente à tração, a protensão estrutural, que é formada por armaduras ativas, têm-se mostrado uma solução bastante eficiente quanto aos critérios de combate os esforços de tração, principalmente nas estruturas de concreto, e a cada dia seu uso tem sido aprimorado e aplicado em muitas situações inovadoras devido às diversas vantagens que este tipo de armação oferece. Quanto ao material resistente à compressão pode-se que citar que, no Brasil, existe ainda um grande uso de alvenaria estrutural, o qual sua aplicação pode ser considerada milenar em nosso planeta e, apesar do advento do concreto armado, seu uso ainda é considerado bastante apropriado em vários casos por ser uma tipologia estrutural que possui boas características de durabilidade, boa estética, uma capacidade estrutural satisfatória e um bom desempenho térmico e acústico. Baseado nesses dois tipos de materiais e suas respectivas vantagens, surgiu por volta do início da década de 60 no Reino Unido o uso efetivo, porém limitado, do que se chama Alvenaria Estrutural Protendida, onde se utiliza os blocos estruturais para resistirem à compressão e as armaduras ativas (protensão) para tornarem os efeitos de tração nulos. Esta tipologia estrutural foi aplicada em várias situações como: pilares de cobertura, silos para grãos, edificações térreas, tabuleiro de pontes para pedestres, vigas, recuperação de prédios antigos, apoio de pontes, painéis de fachada pré-fabricados entre outras possíveis soluções.

Diante desse quadro, uma aplicação bastante pertinente, principalmente no Brasil, seria utilizar a alvenaria estrutural protendida como solução para muros de contenção. Existem pelo menos três vantagens que, inicialmente, podem ser elencadas quando se fala em utilizar esta tipologia estrutural em muros de contenção. A primeira vantagem está relacionada com a redução de custos com material, pois a alvenaria estrutural protendida dispensa o uso de fôrmas de madeira e diminui a quantidade de aço utilizada, com ênfase na prevenção de desperdícios. A segunda vantagem está relacionada com o tempo de execução, pelo fato de que a montagem dos blocos estruturais com armaduras protendidas é um processo mais rápido em relação à montagem de fôrmas de madeira, armação e concretagem, isto implica numa redução do tempo de execução da alvenaria estrutural protendida. A terceira vantagem está pautada na estética, pois, com o uso da protensão, é possível obter paredes de alvenaria estrutural fletidas mais esbeltas e, ao mesmo tempo, resistentes.

De acordo com Parsekian (apud BECK, 1986) existe relatos de muros de contenção em alvenaria estrutural protendida de até 3 m que foram construídos em edificações residenciais no Reino Unido e que, segundo estudos preliminares, foi uma solução que reduziu os custos em 33% em relação ao concreto armado. Mediante todas essas informações iniciais, um estudo sobre projeto de muro de alvenaria estrutural protendida é de grande relevância para o Brasil, pois pode-se tornar uma aplicação bastante praticável. Vindo como uma solução para agregar valor ao acervo técnico e otimizar o máximo possível os recursos que são utilizados em obras de contenção, considerando que esta tipologia do presente trabalho é considerada ideal e recomendada para situações em que a tração é o efeito predominante, caso típico de paredes sujeitas a ações laterais.

5 REFERENCIAL TEÓRICO

5.1 PARÂMETROS INICIAIS

Antes de iniciar um roteiro de dimensionamento que envolva geotecnia, como no caso de estruturas de contenções, é necessário ter em mãos parâmetros e índices físicos que possibilitam o cálculo das cargas de empuxo. Para obter esses parâmetros, são realizados ensaios de investigação das camadas de solo. No Brasil, o ensaio largamente utilizado para investigação geotécnica é o *Standard Penetration Test* – SPT, um ensaio de penetração dinâmica de execução simples, baixo custo e obtenção de valores numéricos do ensaio que podem ser relacionados para encontrar parâmetros do solo através de formulações empíricas¹. O procedimento deste ensaio é abordado pela norma da ABNT NBR 6484/2001.

Com o relatório de sondagem do ensaio STP é obtido o número de golpes N_{spt} a cada trecho das camadas do solo. Com o N_{spt} , pode-se encontrar outros parâmetros que são essenciais para calcular os esforços no muro de contenção. Os parâmetros fundamentais do solo são: coesão (c), peso específico (γ), ângulo de atrito (ϕ) e peso específico saturado (γ_{sat}). A NBR 6484 (2001), que trata da identificação e descrição de amostra de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimento de solos, apresenta uma tabela que permite identificar qual o possível tipo de solo de acordo com o N_{spt} .

Tabela 1: Classificação de Solos

Solo	Índice de resistência à penetração	Designação
Areia e silte arenoso	< 4	fofa
	5-8	pouco compacta
	9-18	medianamente compacta
	19-40	compacta
	> 40	muito compacta
Argila e silte argiloso	< 2	muito mole
	3-5	mole
	6-10	média
	11-19	rija
	> 19	dura

Fonte: NBR 6484 (2001)

¹ Segundo Schnaid e Odebrecht (2012), a previsão desses parâmetros do comportamento do solo a partir dos resultados do ensaio SPT é considerada como método indireto de abordagem.

5.1.1 Coesão

Teixeira e Godoy (1996) propuseram uma formulação estimativa para calcular a coesão do solo a partir do N_{spt} .

$$c = 10N_{spt}, \quad \text{em kPa} \quad (1)$$

5.1.2 Ângulo de Atrito

Uma das correlações empíricas mais utilizadas entre os projetistas para estimar o ângulo de atrito através do N_{spt} ² é a formulação proposta por Teixeira (1996):

$$\phi = \sqrt{20N_{spt}} + 15^\circ \quad (2)$$

5.1.3 Pesos Específicos

Em muitas situações com relatórios de sondagem é recomendado adotar critérios para determinar o peso específico em projetos geotécnicos:

“ Se não houver ensaios de laboratório, podemos adotar o peso específico do solo a partir de valores aproximados das tabelas 2 e 3 que foram propostas por Godoy (1972), em função da consistência da argila e da compacidade da areia. Os estados de consistência de solos finos e de compacidade de solos grossos, por sua vez, são dados em função do índice de resistência à penetração (N_{spt}). ” (CINTRA, AOKI, ALBIERO, 2011, p.45)

As tabelas com os pesos específicos de solos arenosos e solos argilosos de acordo com a consistência e a compacidade em função do índice de resistência à penetração (N_{spt}), respectivamente, estão a seguir apresentadas:

² CINTRA, J. Carlos; AOKI, Nelson; Albiero, J. Henrique. **Fundações Diretas**, 2011, p. 45.

Tabela 2: Peso específico de solos argilosos

N_{spt}	Consistência	Peso específico (kN/m^3)
≤ 2	Muito Mole	13
3 - 5	Mole	15
6 - 10	Média	17
11 - 19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

Fonte: J. Carlos Cintra, Nelson Aoki, José Albiero (apud Godoy, 1972)

Tabela 3: Peso específico de solos arenosos

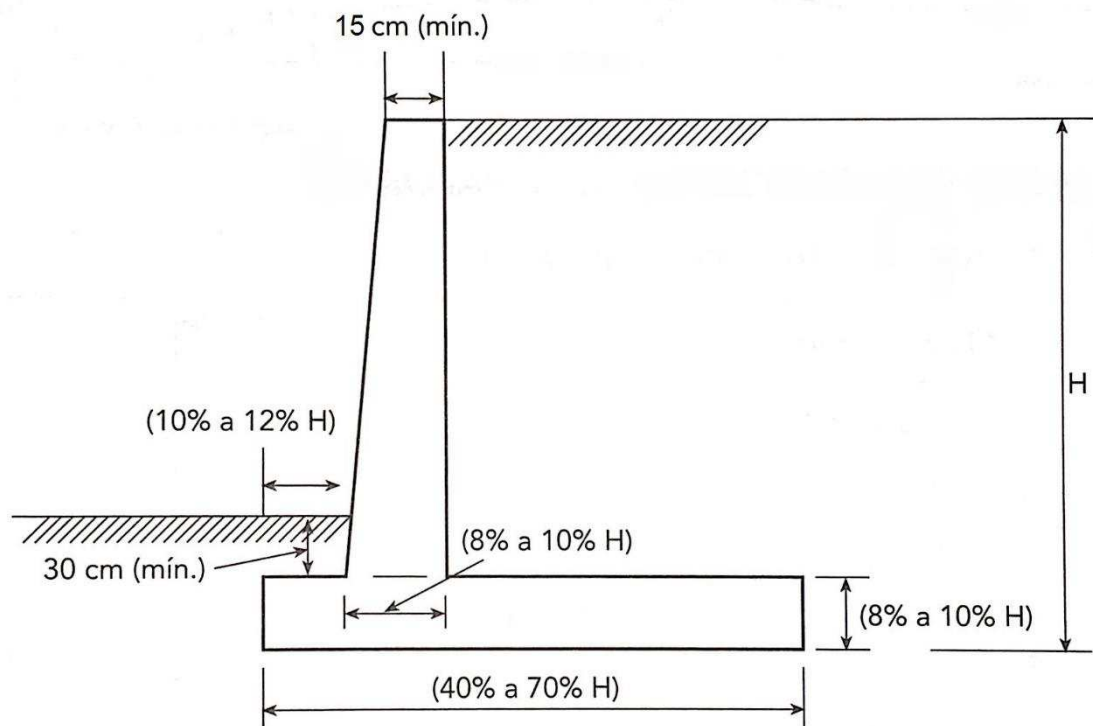
N_{spt}	Compacidade	Peso específico (kN/m^3)		
		Areia seca	Úmida	Saturada
< 5	Fofa			
5 - 8	Pouca Compacta	16	18	19
9 - 18	Medianamente Compacta	17	19	20
19 - 40	Compacta			
> 40	Muito Compacta	18	20	21

Fonte: J. Carlos Cintra, Nelson Aoki, José Albiero (apud Godoy, 1972)

5.2 PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Marchetti (2007) apresenta o pré-dimensionamento das dimensões de um muro de contenção e sua base (fundação), baseado na experiência de cálculos da análise de estabilidade externa de diversos muros de contenção. A figura a seguir apresenta as estimativas de cada dimensão do muro de contenção em função da altura.

Figura 2: Pré-dimensionamento de muro de contenção



Fonte: Osvaldemar Marchetti (2007)

5.3 AÇÕES

Para o cálculo e determinação do carregamento que atua no muro de contenção é necessário realizar a majoração deste através dos coeficientes de ponderação para combinações normais de ações. Como resultado será obtido o valor de cálculo para combinação última F_d . A tabela 4 mostra um resumo dos tipos de ações que podem ser consideradas e suas descrições. Através da tabela 5, será escolhido o coeficiente de acordo com o tipo de estrutura e a categoria da ação.

Tabela 4: Ações permanentes, variáveis e excepcionais

Permanentes	Diretas	Peso Específico
		Elementos Construtivos Fixos e Instalações Permanentes
		Empuxos Permanentes dos Materiais Granulosos ou Líquidos Não Removíveis
	Indiretas	Imperfeições Geométricas Locais, considerados quando do dimensionamento dos diversos elementos estruturais
Variáveis		Imperfeições Geométricas Globais, como o desaprumo
		Cargas Acidentais de Ocupação de acordo com a NBR 6120:1980
Excepcionais		Ação do Vento de acordo com a NBR 6123:1990
		Ações decorrente de Explosões, Impactos e Incêndios

Fonte: Gihad Mohamad (2015)

Tabela 5: Coeficientes de ponderação das combinações normais

CATEGORIA DA AÇÃO	TIPO DE ESTRUTURA	EFEITO	
		Desfavorável	Favorável
Permanente	Edificações Tipo 1 ¹ e pontes em geral	1,35	0,9
	Edificações Tipo 2 ²	1,4	0,9
Variáveis	Edificações Tipo 1 ¹ e pontes em geral	1,5	-
	Edificações Tipo 2 ²	1,4	-
¹ Edificações Tipo 1 são aquelas em que cargas acidentais superam 5 kN/m ²			
² Edificações Tipo 2 são aquelas em que cargas acidentais não superam 5 kN/m ²			

Fonte: NBR 15961-1 (2011)

Na maior parte dos casos de muros de contenção ocorre apenas carregamentos de empuxo que são considerados como ações permanentes, porém ocorrem casos em que se consideram cargas de vento quando o muro tem uma altura considerável e casos em que podem surgir ações acidentais. Nesses casos de situações de ações variáveis, a tabela 6 possui os coeficientes de redução para essas ações para compor a formula geral.

Tabela 6: Coeficiente de redução das ações variáveis

Cargas acidentais em edifícios	Ações	Ψ_0
	Edifícios Residenciais	0,5
	Edifícios Comerciais	0,7
	Bibliotecas, arquivos, oficinas e garagens	0,8
Vento	Pressão de vento para edificações	0,6

Fonte: NBR 15961-1 (2011)

Com todos os valores representativos quantificados, pode-se encontrar o valor de cálculo para a combinação última através da fórmula abaixo conforme consta na norma NBR 8681 (2004):

$$F_d = \gamma_g F_{G,k} + \gamma_q (F_{Q1,k} + \sum \Psi_{0j} F_{Qj,k}) \quad (3)$$

Onde:

F_d = valor de cálculo para a combinação última;

γ_g = ponderador de ações permanentes;

$F_{G,k}$ = valor característico das ações permanentes;

γ_q = ponderador das ações variáveis;

$F_{Q1,k}$ = valor característico da ação variável considerada principal;

$\Psi_{0j} F_{Qj,k}$ = valores característicos reduzidos das demais ações variáveis.

A norma NBR 15961-1 (2011) informa os coeficientes de ponderação das resistências γ_m através da tabela a seguir. Estes valores são apropriados para a verificação no estado limite último (ELU).

Tabela 7: Valores de γ_m

Combinações	Alvenaria	Graute	Aço
Normais	2	2	1,15
Especiais ou de construção	1,5	1,5	1,15
Excepcionais	1,5	1,5	1

Fonte: NBR 15961-1 (2011)

Para o cálculo do peso próprio da estrutura deve-se realizar considerações iniciais. De acordo com a norma NBR 6120 (1980), o peso específico para os blocos de concreto equivale $\gamma_{bconc} = 22 \text{ kN/m}^3$. Já o peso específico para o concreto armado equivale $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$. Na realização do cálculo de volume do elemento estrutural deve-se considerar a área da seção multiplicada pela altura, considerando que a parede não possui redução ou aumento de seção. Já que estão sendo utilizados blocos de concreto vazados no presente trabalho, estes terão uma área líquida que, segundo Mohamad (2015), pode ser considerada, em termos de projeto, como 75% da área bruta para o cálculo de volume. Tendo em vista todos esses dados preestabelecidos, pode-se concluir a seguinte equação para o cálculo do peso próprio P_p , em kN.

$$P_p = 16,5A_bH \quad (4)$$

Onde:

A_b = área da base bruta;

H = altura total do muro de contenção.

Com exceção da composição de carregamento do peso próprio, a norma NBR 15961-1 (2011) exige que todos os cálculos que envolvem as características geométricas considerem a seção resistente transversal utilizando suas dimensões brutas (A_b), desconsiderando revestimentos.

5.4 EMPUXOS

Empuxos que atuam sobre estruturas de contenções são esforços provenientes de elementos geológicos, como maciço de terra ou lençol freático ou através de diferentes tipos de carregamentos sobre o maciço.

5.4.1 Empuxo de terra

Os empuxos de terra são esforços que atuam nos muros de arrimo que provém das pressões laterais produzidas pelos maciços de terra exclusivamente. Para calcular o empuxo, primeiramente, é necessário determinar o coeficiente de empuxo. Existem três situações a serem consideradas sobre o coeficiente de empuxo: o empuxo em repouso, empuxo ativo e empuxo passivo. O empuxo em repouso é utilizado para cálculo de muros de gravidade que não podem sofrer deslocamentos e precisam ter uma robustez maior. O empuxo passivo é utilizado em situações em que a estrutura pressiona o maciço de terra que são os casos dos escoramentos de valas, das cortinas atirantadas, etc. Para situações de cálculo de muros de contenções em balanço esbeltos que sofrem flexão é utilizada a condição de empuxo ativo, pois considera-se que a estrutura sofre uma rotação sobre sua fundação devido às pressões causadas pelo maciço de terra se deslocando para fora do terrapleno. Existem duas teorias largamente utilizadas para o cálculo do empuxo ativo: a Teoria de Rankine e a Teoria de Coulomb.

De acordo com Ehrlich e Becker (2009), para efeitos de projeto de muros de contenção é recomendável a utilização da teoria de Rankine para o cálculo do empuxo de terra, pois ela desconsidera o atrito entre o solo e o muro, fazendo com que aplicação se torne a favor da segurança, por conseguinte esta teoria se torna a mais praticada pelos projetistas.

Gerscovich (2010) elenca os principais motivos que tornam a teoria de Rankine o método mais utilizado para cálculo de empuxo ativo:

- As soluções são simples, especialmente quando o retroaterro é horizontal
- Dificilmente se dispõe dos valores dos parâmetros de resistência solo-muro (δ)
- No caso ativo, o efeito do atrito solo-muro no valor do coeficiente de empuxo ativo K_a é desprezível. O efeito do coeficiente de atrito solo-muro pode ser expresso pela mudança na direção do empuxo total E_a
- Para paramentos não verticais, o solo pode ser incorporado ao muro

5.4.1.1 Coeficiente de Empuxo

Inicialmente, para se calcular os esforços de empuxo de terra é necessário calcular o coeficiente de empuxo ativo K_a através da fórmula para casos generalizados com os parâmetros que podem ser visualizados na figura 3.

$$K_a = \frac{\cos(\alpha - \theta) \sqrt{1 + \sen^2 \phi - 2\sen \phi \cdot \cos \psi_a}}{\cos^2 \theta (\cos \alpha + \sqrt{\sen^2 \phi - \sen^2 \alpha})} \quad (5)$$

Onde,

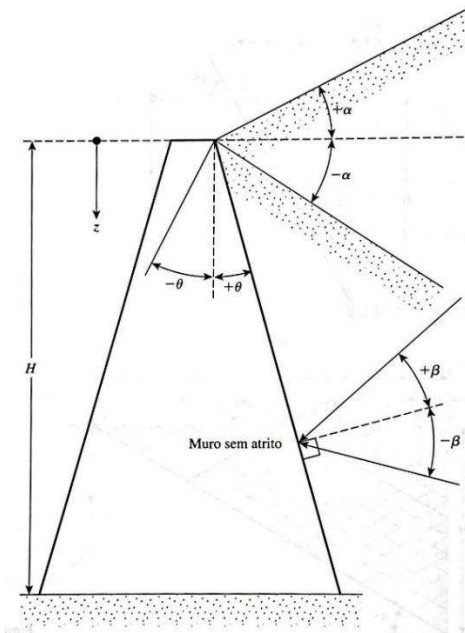
ϕ : ângulo de atrito do solo, em graus

α : ângulo de inclinação do terrapleno, em graus

θ : ângulo de inclinação da parede do muro de contenção em relação ao seu eixo vertical, em graus

$$\psi_a = \sen^{-1} \left(\frac{\sen \alpha}{\sen \phi} \right) - \alpha + 2\theta \quad (6)$$

Figura 3: Caso geral das pressões de Rankine



Fonte: Braja M. Das (2007)

5.4.1.2 Pressão Ativa de Rankine

Após obter-se o coeficiente de empuxo K_a , é possível calcular a pressão ativa que atua na parede do muro de contenção através da expressão abaixo:

$$P_a = E_a \cdot \frac{H}{2} \rightarrow P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad (kN/m) \quad (7)$$

Onde:

γ : peso específico do solo (kN/m^3)

$$E_a = K_a \cdot H \cdot \gamma \quad (kN/m^2) \quad (8)$$

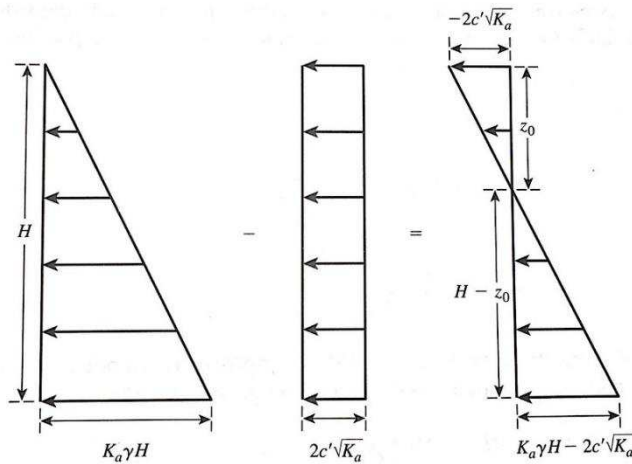
Em casos que o aterro possui inclinação do terrapleno torna-se necessário calcular o ângulo β formado entre a força resultante da pressão ativa e o eixo que forma 90° com a parede do muro de contenção que sofre aplicação de esforços de empuxo conforme mostrado na figura 3. A expressão utilizada para o cálculo de β segue abaixo:

$$\beta = tg^{-1} \left(\frac{\sin \phi \sin \psi_a}{1 - \sin \phi \cos \psi_a} \right) \quad (9)$$

Outro dado importante para análise de ruptura do maciço de solo contido e determinação dos esforços é a direção entre a base do muro e o maciço formando o contorno da cunha de ruptura. Este ângulo denominado η pode ser calculado através da expressão abaixo:

$$\eta = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} + \frac{\alpha}{2} - \frac{1}{2} \sin^{-1} \left(\frac{\sin \alpha}{\sin \phi} \right) \quad (10)$$

Temos a localização e a direção da força resultante P_a e a representação do ângulo η demonstrados graficamente na figura 4:

Figura 5: Distribuição de Pressão Ativa com Solo Coesivo

Fonte: Braja M. Das (2007)

Diante desta condição, será contabilizada no cálculo da pressão ativa a parcela contribuinte da fenda de tração que, após simplificações matemáticas, resultará na expressão final abaixo:

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 - 2c \sqrt{K_a} H + 2 \frac{c^2}{\gamma} \quad (12)$$

5.4.2 Empuxos devidos a cargas excepcionais

Os empuxos podem ser originados também através de diferentes tipos de carregamentos que atuam sobre o maciço de terra e que geram esforços nas contenções. Também é possível ocorrer esforços sobre o muro provenientes do empuxo gerado pelo nível de água elevado que pode se encontrar nas regiões do maciço contendido. Estas situações são extremamente importantes serem previstas e contabilizadas no processo de dimensionamento do muro de contenção.

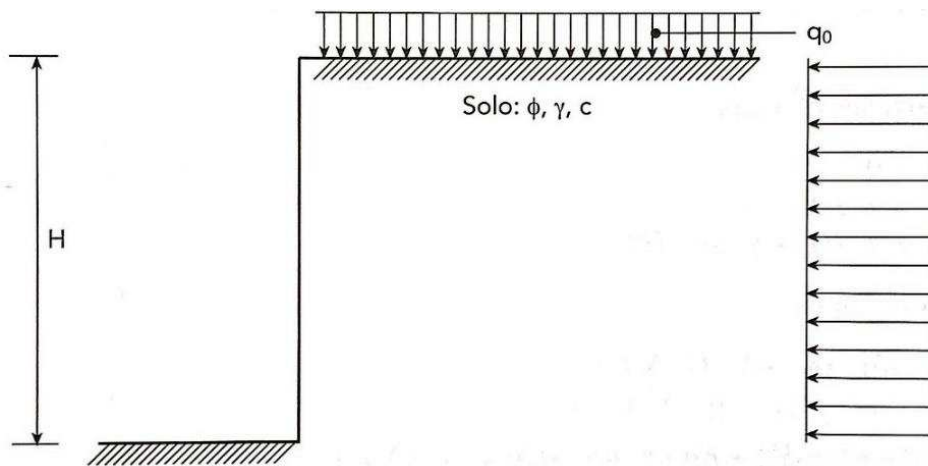
Segundo Marchetti (2007) existem 5 situações mais recorrentes de carregamentos extras que geram acréscimos de esforços no cálculo do empuxo ativo: empuxo devido a carga distribuída na superfície, empuxo devido à água no solo, empuxo devido a cargas concentradas na superfície, empuxo devido a cargas lineares e empuxo devido a carga tipo sapata corrida.

5.4.2.1 Empuxo devido a carga distribuída na superfície

A aplicação de carga distribuída superficial sobre o terrapleno gera um empuxo uniforme sobre o muro. Esse empuxo será denominado E_{cd} e pode ser calculado através da expressão abaixo e ilustrado de acordo com a figura 6.

$$E_{cd} = q_o K_a \quad (13)$$

Figura 6: Empuxo devido Carga Distribuída



Fonte: Osvaldemar Marchetti (2007)

5.4.2.2 Empuxo devido à água no solo

Existem situações em que ocorre a presença de um nível de água alto que alcança as camadas de solo que estão sob contenção de um muro. Essa altura de água gera esforços de empuxo na região em que atua. Esses esforços são chamados de pressão hidrostática E_{pa} e pode ser obtida pelo produto do peso específico da água γ_a (ou outro líquido) pela altura h_a do nível de água em relação a base do muro de contenção, conforme a equação (14). Vale ressaltar que, na presença de nível de água, a camada de solo arenoso que estiver submersa na água possuirá peso específico submerso γ_{sub} que será utilizado para calcular a influência dessa camada de solo na composição do empuxo total, este índice pode ser obtido pela equação (15).

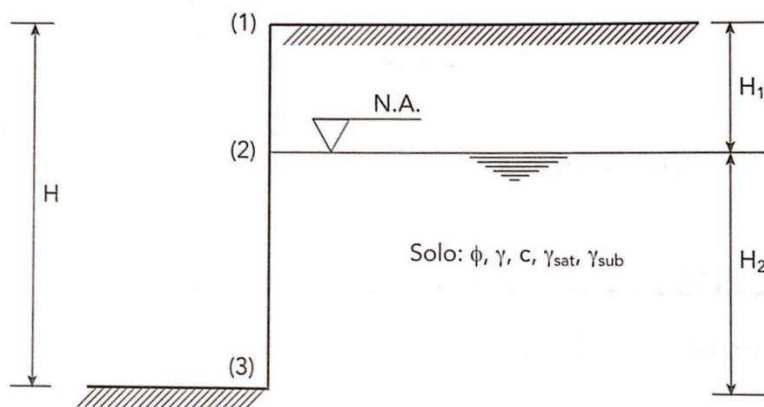
$$E_{pa} = \gamma_a \cdot h_a \quad (14)$$

$$\gamma_{sub} = \gamma_{sat} - \gamma_a \quad (15)$$

Com o peso específico submerso utilizado para solos arenosos, o cálculo do empuxo ativo para o trecho desta camada de solo que está envolvida pelo nível de água será de acordo com a equação abaixo e será atuante junto com o empuxo de água na altura em que os dois estão juntos, conforme as figuras 7 e 8.

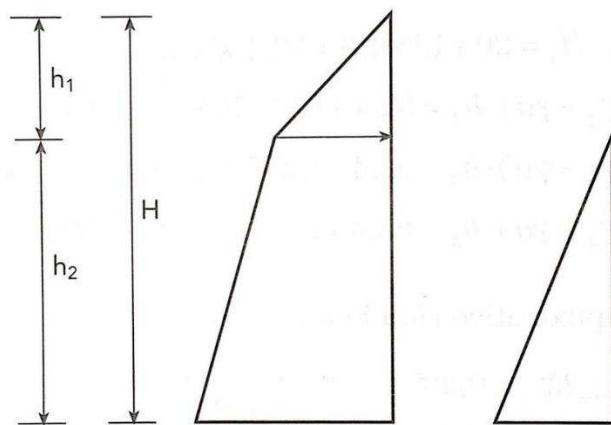
$$E_a = K_a H \gamma_{sub} \quad (16)$$

Figura 7: Empuxo devido à água no solo



Fonte: Osvaldemar Marchetti (2007)

Figura 8: Esforços atuantes com contribuição da água no solo



Fonte: Osvaldemar Marchetti (2007)

5.4.2.3 Empuxo devido carga concentrada

Na ocorrência de cargas concentradas, Marchetti (2007) recomenda que sejam utilizadas as formulações empíricas de Spangler e Wickle (1956) que se baseiam na Teoria da Elasticidade⁴. Estas formulações para calcular o empuxo devido carga concentrada E_{cc} são apresentadas a seguir e são norteadas nas ilustrações da figura 9.

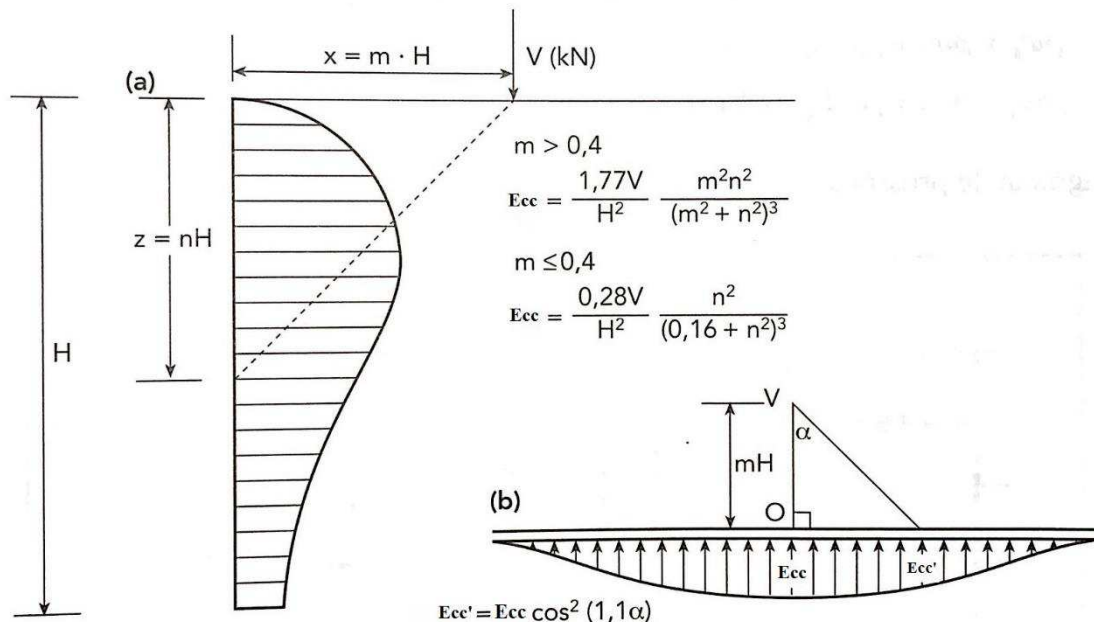
Para $m > 0,4$, tem-se:

$$E_{cc} = \frac{1,77V}{H^2} \cdot \frac{m^2 n^2}{(m^2 + n^2)^3} \quad (17)$$

Para $m \leq 0,4$, tem-se:

$$E_{cc} = \frac{0,28V}{H^2} \cdot \frac{n^2}{(0,16 + n^2)^3} \quad (18)$$

Figura 9: Empuxo devido a carga concentrada



Fonte: Osvaldemar Marchetti (2007)

⁴ MARCHETTI, Osvaldemar. **Muros de Arrimo**. 2007, p.30.

A expressão $z = nH$ é calculada em dependência do número n , pois H já tem um valor fixo que corresponde à altura do muro, porém o número n é uma fração que será considerada para fragmentar em trechos para calcular o empuxo ativo. Marchetti (2007) recomenda que, a mérito de projeto, sejam adotados valores de n de 0,2 até 1,0 variando a cada 0,2, ou seja, os valores de n serão 0,2; 0,4; 0,6; 0,8 e 1,0, dividindo o muro em 5 partes iguais. Após isso, será calculado o valor de z para cada n e em cada trecho z destes será calculado o empuxo ativo. No caso do valor de m , este será encontrado em função de x e H que serão valores conhecidos em projeto, sendo x a distância do ponto de aplicação da carga até a parede do muro e H é a altura do muro, portanto m será encontrado com estes valores e, após calculado, servirá de parâmetro para decidir qual equação de empuxo será utilizada.

A figura 9(b) é a situação de empuxo ativo vista em planta para apresentar como se comporta os esforços ao longo do muro de acordo com a localização do ponto de aplicação da carga concentrada. A expressão (19) é utilizada para calcular o valor do empuxo em um determinado local ao longo do muro E_{cc}' . Conforme a figura 9, é perceptível que para calcular E_{cc}' é necessário possuir o valor de α que irá depender do ponto onde se quer calcular o empuxo localizado e do valor E_{cc} que é o empuxo ativo máximo quando $\alpha = 0$, calculado através de umas expressões (17) ou (18).

$$E'_{cc} = E_{cc} \cos^2(1,1\alpha) \quad (19)$$

5.4.2.4 Empuxo devido cargas lineares

O empuxo gerado por cargas lineares no terrapleno segue os mesmos princípios utilizados no cálculo de empuxo devido cargas concentradas. Essas cargas lineares ocorrem ao longo do terrapleno paralelas ao muro de contenção. Marchetti (2007) preconiza os testes realizados por Terzaghi (1954) baseados na Teoria da Elasticidade para calcular o empuxo devido cargas lineares E_{cl} .

Para $m > 0,4$, tem-se:

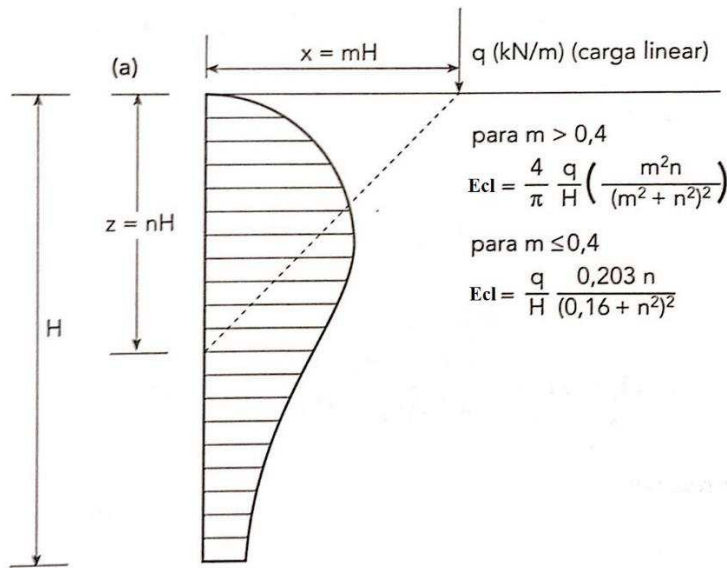
$$E_{cl} = \frac{4}{\pi} \frac{q}{H} \left(\frac{m^2 n}{(m^2 + n^2)^2} \right) \quad (20)$$

Para $m \leq 0,4$, tem-se:

$$E_{cl} = \frac{q}{H} \frac{0,203n}{(0,16 + n^2)^2} \quad (21)$$

O mesmo esquema de cálculo do número n e m da seção 5.4.2.3 é utilizado para calcular o empuxo ativo que está ilustrado na figura 10.

Figura 10: Empuxo devido carga linear



Fonte: Osvaldemar Marchetti (2007)

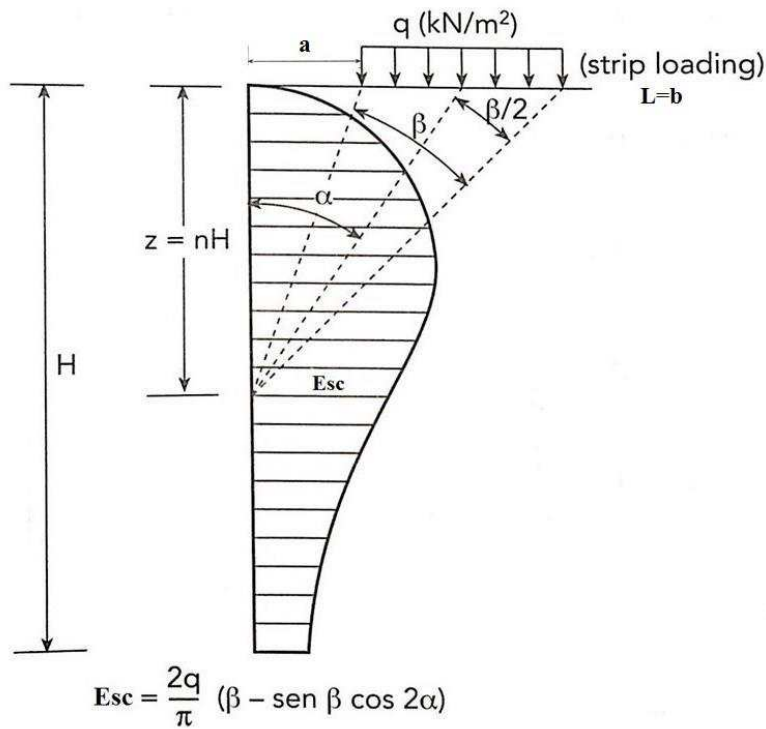
5.4.2.5 Empuxo devido carga tipo sapata corrida

Este carregamento é do tipo distribuído uniforme superficialmente, porém atuando em uma região de área do terrapleno que está a uma certa distância da parede do muro de contenção.

De acordo com Marchetti (2007), estas cargas são do tipo rodovias, ferrovias, aterro sobre a superfície do terreno. Para calcular o empuxo ativo são utilizadas as formulações empíricas de Terzaghi (1943) que, também, se baseia na Teoria da Elasticidade.

$$E_{SC} = \frac{2q}{\pi} (\beta - \text{sen}\beta \cos 2\alpha) \quad (22)$$

Figura 11: Empuxo devido carga do tipo sapata corrida



Fonte: Osvaldemar Marchetti (2007)

O mesmo procedimento de cálculo utilizando o número n das seções 5.4.2.3 e 5.4.2.4 é utilizado nesta seção. Para encontrar o ângulo α é necessário utilizar a expressão (23), tendo a como a distância da extremidade da carga até a parede do muro e b é o comprimento da carga distribuída.

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{(a + b/2)}{z} \quad (23)$$

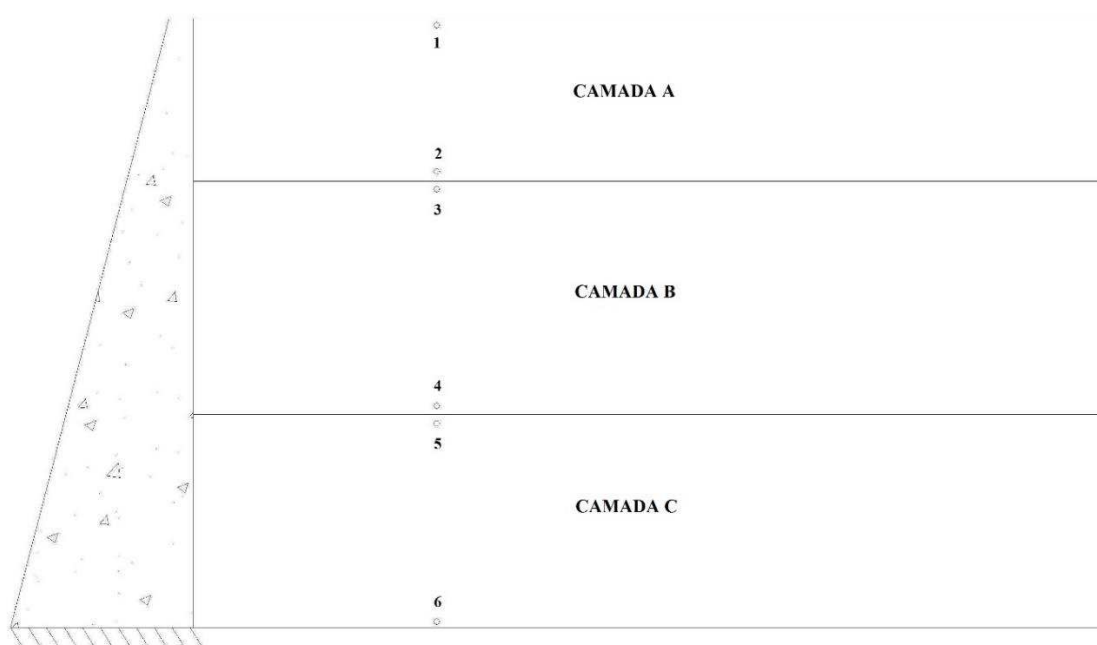
Para calcular o ângulo β pode-se utilizar a expressão (24). Vale ressaltar que será preciso calcular um ângulo α e um ângulo β para cada z apurado através do número n .

$$\operatorname{tg} \left(\alpha + \frac{\beta}{2} \right) = \frac{(a + b)}{z} \quad (24)$$

5.4.3 Empuxo em solos estratificados

Em casos em que o maciço contendido possui mais de uma camada de solo diferente é necessário realizar o cálculo para cada camada, pois cada camada terá um K_a , γ , c ou ϕ e uma altura H própria. Obviamente, ocorrerá descontinuidades nas fronteiras entre as camadas adjacentes. Através da figura 12 será possível descrever o processo de cálculo de empuxo de terra em solo estratificado.

Figura 12: Solos Estratificados



Fonte: Autor (2016)

Pela figura, nota-se que é necessário calcular a tensão em diversos pontos estratégicos. Obrigatoriamente, deve-se calcular a tensão antes e depois na transição de uma camada para outra conforme os pontos 2 e 3 e, também, nos pontos 4 e 5, sendo que o empuxo no ponto 2 utilizará o K_a da camada A e ponto 3 utilizará o K_a da camada B. O empuxo de terra no ponto 1 será sempre nulo, a menos que exista sobrecarga no terrapleno. A seguir apresenta-se um roteiro de cálculo para esta situação da figura 12 e que pode ser utilizado e inferido em outras situações de solos estratificados.

No ponto 1 (considerando a inexistência de carregamento no terrapleno), tem-se:

$$E_1 = 0 \quad (25)$$

No ponto 2, tem-se:

$$E_2 = K_A \gamma_A H_A \quad (\text{solo da camada A não coesivo}) \quad (26)$$

$$E_2 = K_A \gamma_A H_A - 2c_A \sqrt{K_A} \quad (\text{solo da camada A coesivo}) \quad (27)$$

No ponto 3, tem-se:

$$E_3 = K_B \gamma_A H_A \quad (\text{solo da camada B não coesivo}) \quad (28)$$

$$E_3 = K_B \gamma_A H_A - 2c_B \sqrt{K_B} \quad (\text{solo da camada B coesivo}) \quad (29)$$

No ponto 4, tem-se:

$$E_4 = K_B (\gamma_A H_A + \gamma_B H_B) \quad (\text{solo da camada B não coesivo}) \quad (30)$$

$$E_4 = K_B (\gamma_A H_A + \gamma_B H_B) - 2c_B \sqrt{K_B} \quad (\text{solo da camada B coesivo}) \quad (31)$$

No ponto 5, tem-se:

$$E_5 = K_C (\gamma_A H_A + \gamma_B H_B) \quad (\text{solo da camada C não coesivo}) \quad (32)$$

$$E_5 = K_C (\gamma_A H_A + \gamma_B H_B) - 2c_C \sqrt{K_C} \quad (\text{solo da camada C coesivo}) \quad (33)$$

No ponto 6, tem-se:

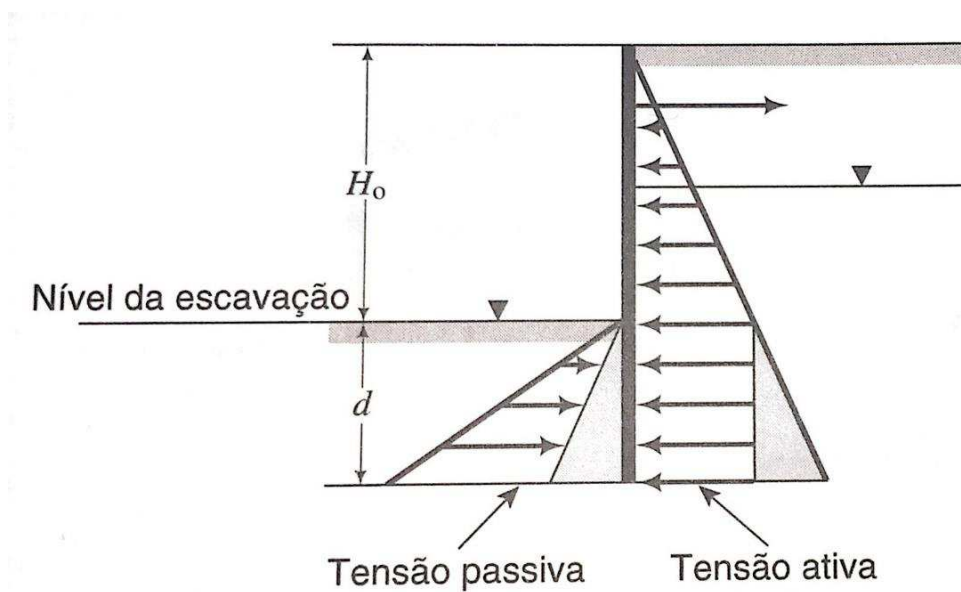
$$E_6 = K_C (\gamma_A H_A + \gamma_B H_B + \gamma_C H_C) \quad (\text{solo da camada C não coesivo}) \quad (34)$$

$$E_6 = K_C (\gamma_A H_A + \gamma_B H_B + \gamma_C H_C) - 2c_C \sqrt{K_C} \quad (\text{solo da camada C coesivo}) \quad (35)$$

5.4.4 Empuxo passivo em muros de contenção

Existem situações em que ocorre a presença de uma altura de aterro ou nível de água do lado externo do muro que contribui para pressionar o muro contra o maciço de solo contido conforme a figura 13. Ocasionalmente, essa altura de aterro que gera empuxo passivo é propositalmente posicionada estrategicamente para aliviar os esforços de empuxo ativo que atuam sobre o muro.

Figura 13: Empuxo Passivo em Muros de Contenção



Fonte: Muni Budhu (2013)

O procedimento de cálculo do empuxo passivo é o mesmo utilizado no cálculo de empuxo ativo, porém com fórmulas diferentes para o coeficiente de empuxo (K_p) e o ângulo β .

$$K_p = \frac{\cos(\alpha - \theta) \sqrt{1 + \sin^2 \phi + 2 \sin \phi \cdot \cos \psi_p}}{\cos^2 \theta (\cos \alpha - \sqrt{\sin^2 \phi - \sin^2 \alpha})} \quad (36)$$

Onde,

ϕ : ângulo de atrito do solo, em graus

α : ângulo de inclinação do terrapleno, em graus

θ : ângulo de inclinação da parede do muro de contenção em relação ao seu eixo vertical,
em graus

$$\psi_p = \text{sen}^{-1} \left(\frac{\text{sen} \alpha}{\text{sen} \phi} \right) + \alpha - 2\theta \quad (37)$$

$$\beta = \text{tg}^{-1} \left(\frac{\text{sen} \phi \text{ sen} \psi_p}{1 + \text{sen} \phi \cos \psi_p} \right) \quad (38)$$

Com estes termos, tem-se as fórmulas gerais de empuxo passivo:

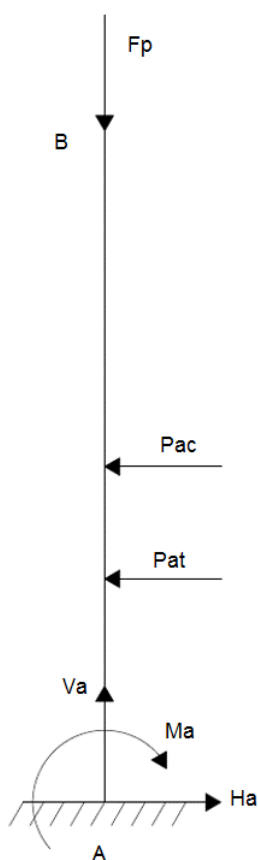
$$E_p = K_p \cdot H \cdot \gamma \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad (39)$$

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 - 2c \sqrt{K_p} H + 2 \frac{c^2}{\gamma} \quad (\text{kN/m}) \quad (40)$$

5.5 ANÁLISE ESTRUTURAL

O modelo estrutural de um muro de contenção é considerado isostático. A estrutura funcionará como um elemento em balanço, tendo sua extremidade inferior engastada no terreno e a sua extremidade superior livre de vinculações, sendo um muro de contenção homogêneo, sem variação de inércia e sem a presença de enrijecedores.

Figura 14: Análise estrutural do muro de contenção



Fonte: Autoria própria

A força de protensão F_p aplicada na seção do muro corresponde a uma força ativa que irá gerar a força reativa V_a . A força ativa P_{ac} corresponde ao esforço atuante, resultante de algum tipo de carregamento que exista no terrapleno e a força ativa P_{at} corresponde ao esforço atuante, resultante da ação do empuxo de terra. Essas duas forças juntas geram a força reativa máxima H_a que será utilizada nos cálculos de estabilidade externa e interna. O momento máximo reativo M_a é produzido pelo somatório de todas as forças horizontais multiplicadas pela distância das mesmas até o ponto A (engaste). Como se trata de uma estrutura isostática, a análise estrutural

para encontrar os esforços atuantes máximo que serão utilizados nos cálculos de estabilidade externa e dimensionamento, obedecerá exclusivamente às três equações de equilíbrio, mostradas a seguir.

$$F_a = H_a = \sum \text{forças horizontais atuantes} \quad (41)$$

$$V_a = \sum \text{forças de protensão atuantes} \quad (42)$$

$$M_a = \sum (\text{força horizontal} \times \text{distância ao engaste}) \quad (43)$$

5.6 ANÁLISE DE ESTABILIDADE EXTERNA

O requisito primário para realizar o dimensionamento do muro em alvenaria estrutural protendida é a avaliação da estabilidade da contenção, ou seja, saber se o muro possui resistência global para suportar possíveis deslocamentos oriundos da aplicação da carga de empuxo resultante. Existem 4 verificações principais e imprescindíveis que devem ser realizadas para garantir a estabilidade do muro na situação em que ele está inserido: verificação por deslizamento, verificação por tombamento, verificação das tensões na base (através da condição mecânica de excentricidade) e verificação da capacidade de carga ou suporte do terreno de fundação. Algumas dessas verificações estão respaldadas por coeficientes de segurança que servirão de parâmetros para avaliar a estabilidade do muro, a tabela abaixo apresenta estes coeficientes para esses tipos de verificação.

Tabela 8: Fatores de segurança

VERIFICAÇÃO	FATOR DE SEGURANÇA	OBSERVAÇÃO
Deslizamento	$\geq 2,0$	Solo coesivo
	$\geq 1,5$	Solo não coesivo
Tombamento	$\geq 2,0$	Solo coesivo
	$\geq 1,5$	Solo não coesivo
Capacidade de Carga	$\geq 3,0^5$	---
Excentricidade (Tensões na Base)	$e \leq b/6$ (sistemas apoiados em solos)	Não deverão existir tensões de tração na base
	$e \leq b/4$ (sistemas apoiados em rocha)	

Fonte: Adaptada de Maurício Ehrlich e Leonardo Becker (2009) e Osvaldemar Marchetti (2007)

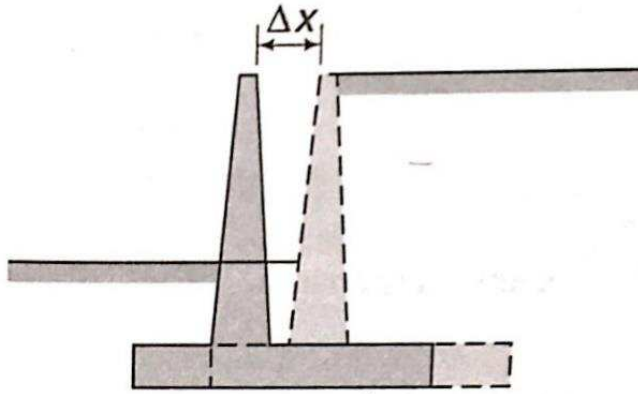
5.6.1 Deslizamento

A verificação contra o deslizamento leva em consideração a força resistente em relação a força resultante do empuxo. O movimento que o muro sofre devido a atuação da força resultante de empuxo é chamado de translação, como pode ser constatado na representação do movimento na figura 15.

⁵ Segundo a norma NBR 6122 (2010)

Conforme diz Budhu (2013, p.332) “um muro de contenção deve ter resistência contra a translação. Isto é, a resistência ao deslizamento na base do muro deve ser maior que a resultante da força horizontal de empuxo contra o muro”.

Figura 15: Deslizamento



Fonte: Muni Budhu (2013)

Ehrlich e Becker (2009) apresentam a formulação a seguir para o caso de verificação por deslizamento:

$$\frac{F_R \cdot \tan \phi}{F_A} \geq FS_D \quad (44)$$

Onde,

F_R = força resistente;

F_A = força atuante sobre o muro de contenção;

ϕ = ângulo de atrito do solo da base.

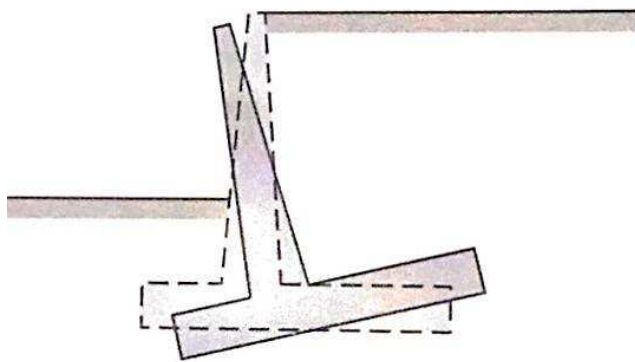
FS_D = fator de segurança contra deslizamento, de acordo com a tabela 1

A força resistente F_R é encontrada através do somatório de todas as forças verticais geradas pelo peso próprio da estrutura, pelo peso do solo contendido até o limite da base do muro e por possíveis carregamentos no terrapleno.

5.6.2 Tombamento

A verificação contra o tombamento analisa a relação entre os momentos resistentes e os momentos atuantes gerados pelas forças verticais e horizontais. O movimento que ocorre no tombamento do muro de contenção é denominado rotação, como pode ser visto na representação da figura 16.

Figura 16: Tombamento



Fonte: Muni Budhu (2013)

Marchetti (2007) apresenta a formulação abaixo para a verificação de tombamento da estrutura de contenção:

$$\frac{M_R}{M_A} \geq FS_T \quad (45)$$

Onde,

M_R = momento resistente;

M_A = momento atuante sobre o muro de contenção;

FS_T = fator de segurança contra tombamento, de acordo com a tabela 1.

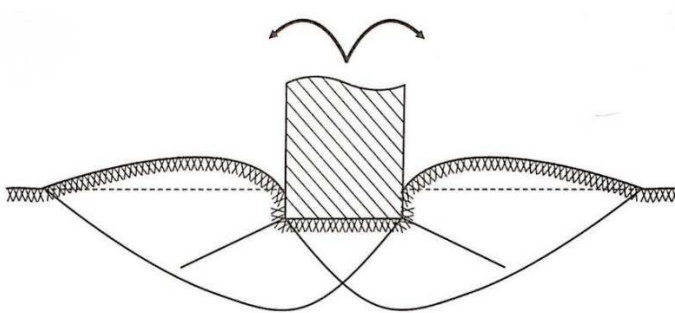
O momento resistente M_R é calculado a partir do somatório de todas as forças verticais resistentes multiplicadas cada uma por seu braço que consiste na distância entre a força e o ponto inicial no vértice externo da base do muro. O momento atuante M_A é calculado pela

multiplicação de cada força resultante horizontal pela altura ou distância até a base do muro de contenção.

5.6.3 Capacidade de carga

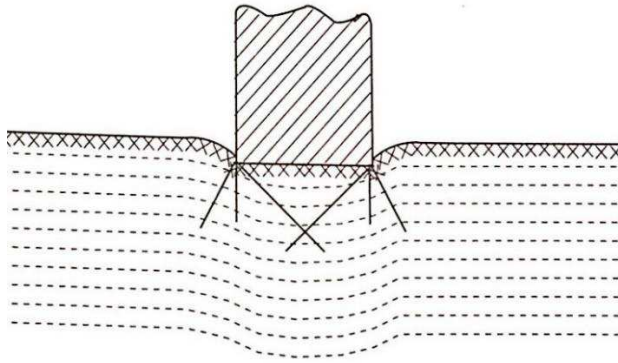
A capacidade de carga é a tensão gerada pela fundação que pode ocasionar rupturas do solo e grandes deformações. Esta tensão é comparada com a tensão admissível do terreno para avaliar se existe a possibilidade de suportar aquela tensão do elemento de fundação. Existem três modos de ruptura que podem ocorrer devido a tensão do elemento de fundação: ruptura geral, ruptura local e ruptura por punção. A ruptura geral ocorre em solos que possuem boas resistências como areias compactas ou muito compactas e argilas rijas ou duras, é um tipo de ruptura súbita e catastrófica que pode levar ao tombamento da sapata. A ruptura por punção ocorrem em solos menos resistentes como areia fofa ou pouco compacta e argila mole ou muito mole que geram uma penetração do elemento de fundação devido a compressão sobre a camada de solo. A ruptura local é um tipo intermediário entre a ruptura geral e a ruptura por punção e ocorrem em solos com resistências médias como areia medianamente compacta ou argila média. As figuras abaixo mostram o esquema de ruptura geral e ruptura por punção.

Figura 17: Ruptura Geral



Fonte: José Carlos A. Cintra (2011)

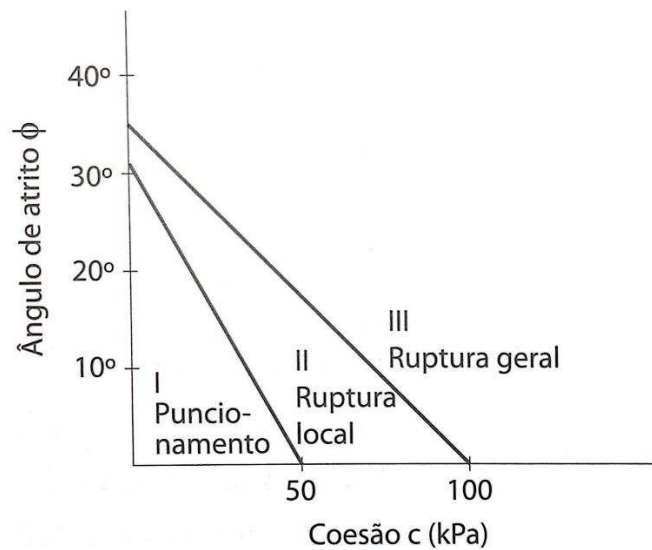
Figura 18: Ruptura por Puncionamento



Fonte: José Carlos A. Cintra (2011)

Cintra, Aoki e Albiero (2011) apresentam um modelo gráfico que é capaz de determinar o modo de ruptura em solos $c-\phi$ que servirá de prelúdio para início do cálculo de capacidade de carga.

Figura 19: Modos de ruptura



Fonte: José Carlos A. Cintra (2011)

A fórmula completa de capacidade de carga para o modo de ruptura geral é apresentada por Cintra e Aoki (apud Vesic, 1975):

$$\sigma_r = cN_cS_c + qN_qS_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma S_\gamma \quad (46)$$

Onde:

σ_r = tensão de ruptura do terreno (capacidade de carga) por ruptura geral;

c = coesão, em kPa;

N_c, N_q, N_γ = fatores de capacidade de carga, conforme tabela 2;

S_c, S_q, S_γ = fatores de forma, conforme tabela 3;

q = sobrecarga da altura de solo acima da cota de assentamento da fundação, com

$$q = h \cdot \gamma, \text{ em kPa} \quad (47)$$

B = menor dimensão da base da fundação, em m;

γ = peso específico do solo, em kN/m³.

No caso da ruptura por punção, a fórmula sofre alterações principais na coesão e no ângulo de atrito. Para tanto, Cintra e Aoki (apud Terzaghi, 1943) propõem as seguintes reduções empíricas:

$$c^* = \frac{2}{3} c \quad (48)$$

$$\tan \phi^* = \frac{2}{3} \tan \phi \quad (49)$$

Com a redução empírica no ângulo de atrito, que é um parâmetro para definir os fatores de carga e de capacidade de forma nas tabelas 9 e 10, respectivamente, estes últimos serão diferentes em relação à formulação da ruptura geral, pois o ângulo de atrito não será o mesmo. Obtendo-se a nova formulação para encontrar a tensão de ruptura por punção (σ'_r):

$$\sigma'_r = c^* N'_c S_c + q N'_q S_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma S_\gamma \quad (50)$$

No caso da ruptura local, é necessário calcular a capacidade de carga no modo de ruptura geral e, também, no modo de ruptura por punção. Após obter os dois valores tira-se a média deles e, assim, tem-se o valor da ruptura local (σ_L):

$$\sigma_L = \frac{\sigma_r + \sigma'_r}{2} \quad (51)$$

A tabela de fatores de capacidade de carga mais utilizada em projetos é a apresentada por Cintra (2011) com referência a Vesic (1975). Já a tabela de fatores de forma mais utilizada em projetos também é apresentada por Cintra (2011) com referência a Vesic (1975) e De Beer (1967).

O passo seguinte no processo de cálculo da capacidade de carga é analisar a influência das tensões geradas pela fundação. As propagações de tensões geram os chamados bulbos de tensões que são setores de influência até uma certa profundidade que servem como base para analisar a capacidade de carga. Esta análise de influência em uma profundidade específica é muito importante em casos de solos estratificados, onde pode ocorrer a abrangência de duas camadas dentro bulbo de tensões exigindo uma investigação de tensões entre essas duas camadas. O processo de cálculo neste tipo de situações será apresentado a seguir.

Tabela 9: Fatores de Capacidade de Carga

ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	$\tan \phi$	ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	$\tan \phi$
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00	26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
1	5.38	1.09	0.07	0.20	0.02	27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03	28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05	29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07	30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09	31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11	32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12	33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14	34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16	35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18	36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19	37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21	38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23	39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25	40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27	41	83.86	73.90	130.22	0.88	0.87
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29	42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31	43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32	44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34	45	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36	46	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38	47	173.64	187.21	403.67	1.08	1.07
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40	48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42	49	229.93	265.51	613.16	1.15	1.15
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45	50	266.89	319.07	762.89	1.20	1.19
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47						

Fonte: José Carlos A. Cintra (2011)

Tabela 10: Fatores de Forma

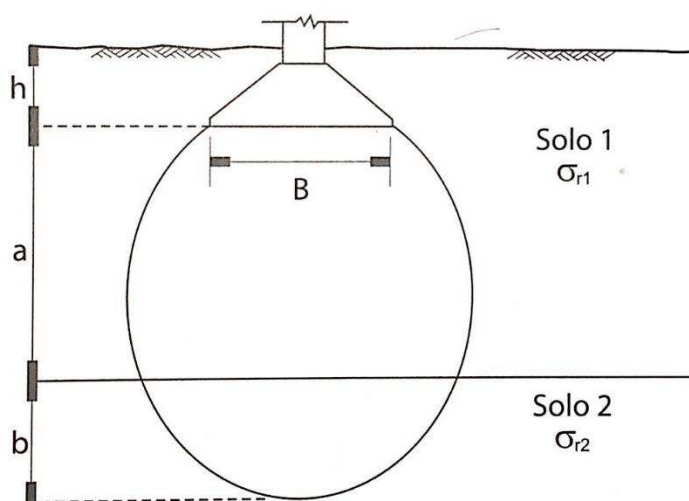
Sapata	S_c	S_q	S_γ
Corrida	1,00	1,00	1,00
Retangular	$1 + (B/L) (N_q/N_c)$	$1 + (B/L) \tan \phi$	$1 - 0,4 (B/L)$
Circular ou Quadrada	$1 + (N_q/N_c)$	$1 + \tan \phi$	0,60

Fonte: José Carlos A. Cintra (2011)

Cintra, Aoki e Albiero (2011) apresentam as situações de profundidades dos bulbos de tensões de acordo com o tipo de fundação e que são muito utilizadas para efeitos práticos de projetos geotécnicos:

- Sapata circular ou quadrada ($L=B$) $\rightarrow z = 2B$
- Sapata retangular ($L= 2B$ a $4B$) $\rightarrow z = 3B$
- Sapata corrida ($L \geq 5B$) $\rightarrow z = 4B$

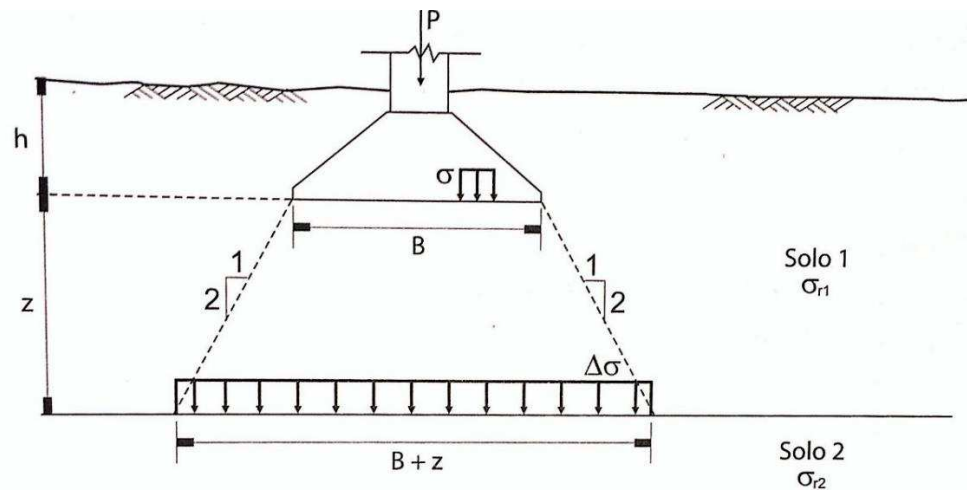
Onde B é a menor dimensão da base da fundação, L é a maior dimensão da base da fundação e z é a profundidade do bulbo de tensões. A utilidade da análise de bulbo de tensões é voltada para solos estratificados onde ocorrem influência de tensões em duas ou mais camadas de solos subjacentes, conforme ilustração abaixo.

Figura 20: Camadas atingidas pelo bulbo de tensões

Fonte: José Carlos A. Cintra (2011)

No caso do solo estratificado será exemplificado um caso de duas camadas que é a situação que ocorre na grande maioria dos casos. Em primeiro lugar, deve-se determinar a capacidade de carga da primeira camada (σ_{r1}), em seguida, deve-se calcular a capacidade de carga da segunda camada (σ_{r2}) colocando uma sapata fictícia que obedece a disposição geométrica ilustrada na figura a seguir.

Figura 21: Sapata fictícia no topo da segunda camada



Fonte: José Carlos A. Cintra (2011)

O segundo passo é comparar as capacidades de carga das duas camadas, se a capacidade de carga da primeira camada for menor do que da segunda então adota-se como capacidade de carga resultante a capacidade de carga da primeira camada.

$$\sigma_{r1} \leq \sigma_{r2} \rightarrow \sigma_r = \sigma_{r1} \quad (52)$$

Se a capacidade de carga da segunda camada for menor que a capacidade de carga da primeira camada, então aplica-se a seguinte relação para encontrar a capacidade de carga resultante:

$$\sigma_{r1,2} = \frac{a\sigma_{r1} + b\sigma_{r2}}{a + b} \quad (53)$$

Sendo a e b as alturas representadas na figura 20. Em seguida, deve-se verificar se não ocorreria a ruptura da segunda camada precocemente, na iminência da sapata aplicar a tensão. Para isso, calculamos a parcela propagada dessa tensão até o topo da segunda camada ($\Delta\sigma$) e, depois, compara-se com σ_{r2} .

$$\Delta\sigma_r = \frac{\sigma_{r1,2}BL}{(B+z)(L+z)} \leq \sigma_{r2} \rightarrow \sigma_r = \sigma_{r1,2} \quad (54)$$

Caso a verificação não seja atendida, ou seja, $\Delta\sigma > \sigma_{r2}$, deve-se utilizar a regra abaixo para ajustar o valor propagado $\Delta\sigma$ para que não ultrapasse σ_{r2} :

$$\sigma_r = \sigma_{r1,2} \frac{\sigma_{r2}}{\Delta\sigma_r} \quad (55)$$

No caso de presença de nível de água em uma camada de areia dentro da abrangência do bulbo de tensão deve-se utilizar o γ_{sub} em vez do peso específico natural, isto quando o nível de água abranger toda camada. Quando o nível de água ocupa até certa altura da camada deve-se realizar o cálculo do γ_{med} .

$$\gamma_{med} = \frac{h_1\gamma + h_2\gamma_{sub}}{h_1 + h_2} \quad (56)$$

Onde:

h_1 = altura da parte seca da camada de solo;

h_2 = altura da parte compreendida pelo nível de água da camada de solo.

Com a tensão de ruptura calculada, é necessário realizar a minoração da mesma através do coeficiente de segurança que está contido na tabela 8 para encontrar a tensão admissível que será usada nos cálculos geotécnicos de projeto e está representada através da equação a seguir⁶.

⁶ Todo o processo de cálculo apresentado para encontrar as tensões de ruptura e admissível do terreno através da capacidade de carga é considerado como método teórico.

$$\sigma_{adm} = \frac{\sigma_r}{FS_{cc}} \quad (57)$$

Onde:

σ_{adm} = tensão admissível do terreno;

σ_r = tensão de ruptura do terreno;

FS_{cc} = fator de segurança para a capacidade de carga.

Campos (2015) propões, através de métodos semiempíricos, a avaliação da tensão de ruptura e da tensão admissível do terreno as seguintes equações práticas:

$$\sigma_{adm} = \frac{N_{SPT}}{(50 \text{ a } 60)} \text{ (MPa)} \quad (58)$$

$$\sigma_r = \frac{N_{SPT}}{(20 \text{ a } 30)} \text{ (MPa)} \quad (59)$$

Uma forma de trabalhar com a tensão do terreno com mais precisão e a favor da segurança é comparando os valores de σ_{adm} e σ_r obtidos tanto pelo método teórico de capacidade de carga quanto pelo método semiempírico e utilizar os menores valores para tensão de ruptura e admissível do terreno.

5.6.4 Excentricidade

A verificação da excentricidade está relacionada com o cálculo de tensões na base de forma que não existam tensões de tração na base da estrutura de contenção, ou seja, caso essas tensões de tração existam elas podem causar o levantamento de um dos lados da base, portanto a excentricidade da força resultante na base deve ser o suficiente para que ocorram apenas tensões de compressão no solo obedecendo os limites de segurança apresentados na tabela 8, caso contrário será necessário aumentar o comprimento da base, já que a largura é considerada a faixa de 1 m para serem analisadas as tensões. Para o cálculo das tensões na base é utilizada a fórmula geral a seguir:

$$\sigma = \frac{F_R}{S} \pm \frac{M_o}{W} \quad (60)$$

Onde:

F_R = força resultante gerada pelo somatório de todas as forças verticais produzidas pelo peso próprio da estrutura, do solo contido e de algum possível carregamento no terrapleno;

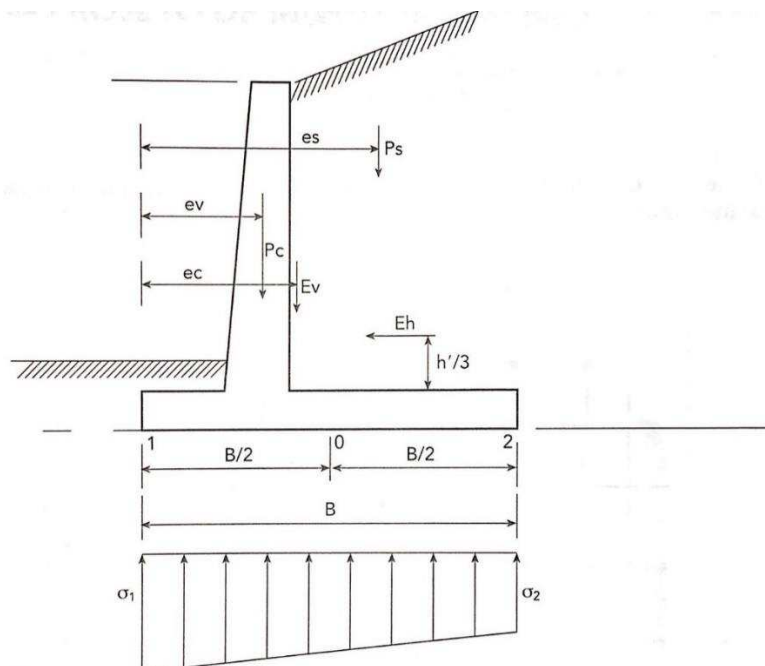
S = área da base da contenção, com $L = 1\text{m}$;

W = momento resistente da seção da base

$$M_o = M_A - MR_o \quad (61)$$

O momento resultante M_o é encontrado através da relação entre o momento atuante M_A e o momento resistente resultante MR_o que, diferentemente do M_R encontrado no tombamento que é calculado em relação ao ponto 1, será calculado em relação ao ponto 0 que é o centro da base em análise, conforme figura 22 e figura 23. Porém, tanto o MR_o quanto o M_R utilizam os mesmos princípios de cálculo de momentos apenas com pontos referenciais diferentes.

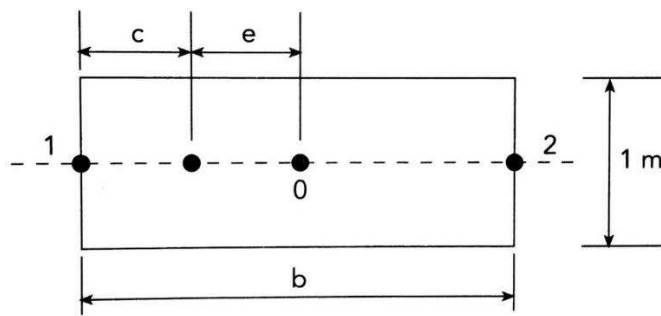
Figura 22: Esforços e Tensões na base



Uma forma de dimensionar a base para evitar várias tentativas de aumento da medida b da base em casos reincidentes de ocorrência de tração é utilizar os limites de excentricidade apresentados na tabela 8. Para isto deve-se considerar a equação de excentricidade a seguir:

$$e = \frac{M_o}{F_R} \quad (62)$$

Figura 23: Excentricidade



Fonte: Osvaldemar Marchetti (2007)

Sabe-se pela tabela 8 que os limites de condições mecânicas para evitar tensões de tração na base são:

- $e \leq b/6$ (sistemas apoiados em solos)
- $e \leq b/4$ (sistemas apoiados em rocha)

Sendo assim, por comparação de equações, pode-se inferir que a relação entre os esforços resistentes e a excentricidade geram as seguintes relações:

$$b \geq \frac{6M_o}{F_R} \quad (63)$$

$$b \geq \frac{4M_o}{F_R} \quad (64)$$

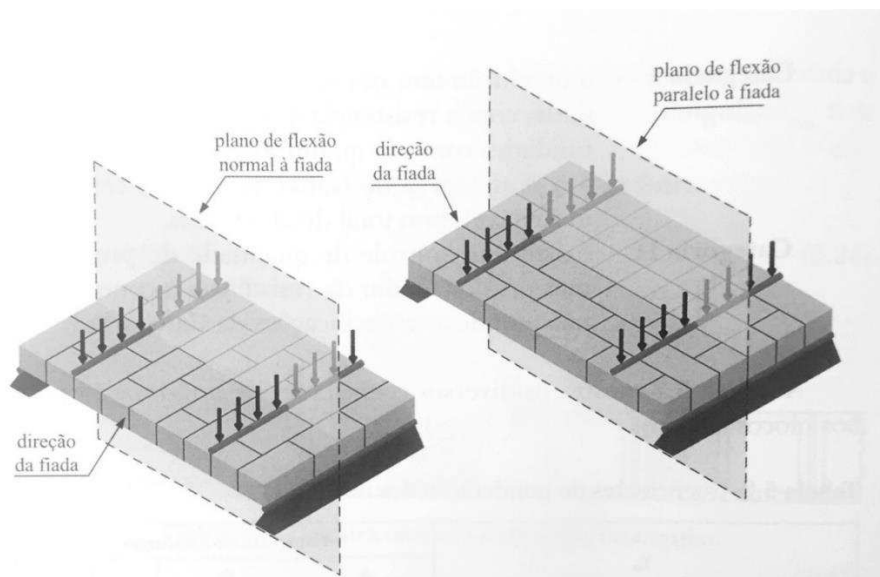
5.7 ANÁLISE DE ESTABILIDADE INTERNA

A análise de estabilidade interna irá considerar os efeitos de compressão e tração, gerados pela flexão simples, o efeito de compressão simples, gerado pela força de protensão e o efeito do cisalhamento na seção do muro de contenção. Para tanto, serão analisadas as situações de estabilidade interna antes e após a aplicação da força de protensão.

5.7.1 Flexão simples

Os muros de contenção são elementos que estão sujeitos aos esforços horizontais de empuxo e, conseqüentemente, estão submetidos à flexão simples, sendo considerada uma solicitação bastante importante e comum para a alvenaria estrutural. A flexão simples produz esforços de compressão e tração na seção da parede de alvenaria. Existem dois casos de flexão que podem ocorrer: quando o plano de flexão é normal à fiada e quando o plano de flexão é paralelo à fiada. Estas duas situações são ilustradas na figura a seguir.

Figura 24: Flexão na alvenaria



Fonte: Emil Sánchez (2013)

Para que a estrutura possa resistir é necessário que os blocos cumpram com os critérios de resistência à compressão e tração na flexão, considerando que para a alvenaria estrutural protendida o dimensionamento e verificação de resistência dos blocos de concreto devem ser feitos como se fosse alvenaria não armada.

5.7.1.1 Compressão e tração na flexão simples

A NBR 15961-1 (2011) quando trata da compressão na flexão informa que as condições de obtenção da resistência f_k devem ser as mesmas da região comprimida da peça no que diz respeito à porcentagem de preenchimento com graute e à direção da resultante de compressão relativa à junta de assentamento. Sendo assim, deve-se considerar a posição da junta de argamassa em relação à solicitação de acordo com as duas situações a seguir para blocos de concreto:

1) Quando a compressão é normal às juntas, o procedimento é o mesmo usado para compressão simples, adotando-se f_k ;

2) Quando a compressão for paralela às juntas adota-se f_k se a região comprimida estiver totalmente preenchida com graute, em caso contrário adota-se $0,5f_k$.

A máxima tensão de compressão de cálculo na flexão não pode ultrapassar em 50 % a resistência à compressão de cálculo da alvenaria (f_d), ou seja, $1,5f_d$.

A NBR 15961-1 (2011, p.27) quando trata da tração na flexão informa que “a máxima tensão de tração de cálculo não pode ser superior à resistência à tração de cálculo da alvenaria f_{td} .” Para encontrar a resistência à tração de cálculo da alvenaria é necessário inicialmente obter o valor característico da resistência à tração na flexão f_{tk} através da tabela 11, e utilizar o coeficiente de ponderação γ_m para minorar o valor da resistência característica e obter a resistência de cálculo.

Tabela 11: Blocos de concreto: valores característicos da resistência à tração na flexão f_{tk} (MPa)

Direção da tração	Resistência média à compressão da argamassa MPa		
	1,5 a 3,4 ^a	3,5 a 7,0 ^b	Acima de 7,0 ^c
Normal à fiada	0,10	0,20	0,25
Paralela à fiada	0,20	0,40	0,50
NOTA Valores relativos à área bruta ^a Classes P2 e P3, conforme ABNT NBR 13281. ^b Classes P4 e P5, conforme ABNT NBR 13281. ^c Classe P6, conforme ABNT NBR 13281.			

Fonte: NBR 15961-1 (2011)

Segundo Sánchez (2013) a resistência à tração na flexão normal à fiada mobiliza a resistência de aderência entre a interface dos elementos (blocos de concreto) e a argamassa. A

presença de tensões de compressão normais à fiada influencia a resistência à flexão das paredes e diminui as tensões de tração. Já a resistência à tração quando o plano é paralelo à fiada mobiliza resistências à tração entre os elementos e a argamassa, ou seja, resistência cisalhantes provenientes da aderência entre a interface dos elementos e a argamassa. A presença de compressão normais à fiada melhora a resistência de aderência da argamassa com o elemento componente da parede e a resistência à tração.

Para encontrar os valores das tensões de compressão e tração devidas à flexão simples na seção da alvenaria não armada provenientes da ação horizontal utilizam-se a formulação da resistência dos materiais a seguir, considerando que a seção do muro é retangular com base de 1 m referente ao elemento de cálculo.

$$\sigma_{c,f\acute{m}ax} = -\sigma_{t,f\acute{m}ax} = \frac{M_d y}{I} \quad (65)$$

Onde:

$\sigma_{c,f\acute{m}ax}$ = tensão máxima de compressão na seção devido a flexão;

$\sigma_{t,f\acute{m}ax}$ = tensão máxima de tração na seção devido a flexão;

y = distância perpendicular do eixo neutro a um ponto mais afastado do eixo neutro, onde a tensão de compressão ou tração é máxima. Sendo $y=t/2$;

I = momento de inércia da área da seção retangular do muro de contenção calculada em torno do eixo neutro;

M_d = momento fletor máximo de cálculo, obtido através da multiplicação do momento fletor máximo característico M_k pelo coeficiente de ponderação para ações permanentes da tabela 1.

No caso da flexão simples ocorrente devido ao empuxo no muro de contenção o momento de inércia terá como base da seção transversal o comprimento de 1 m considerado do elemento de cálculo e a altura será a espessura dos blocos. Sendo assim, tem-se a fórmula a seguir para o momento de inércia.

$$I = \frac{t^3}{12} \quad (66)$$

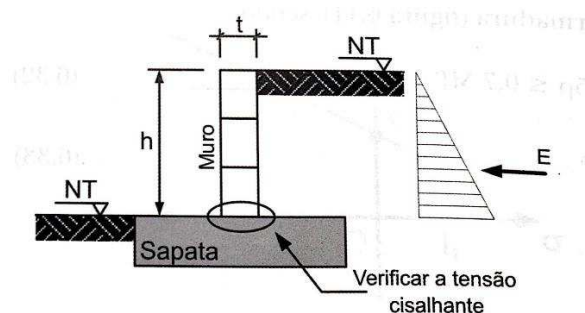
5.7.2 Cisalhamento

O cisalhamento ocorre naturalmente em conjunto com a solicitação por momento fletor que, no caso do elemento estrutural se tratar de uma estrutura de contenção, está associado às ações laterais causadas pelo empuxo. Essas solicitações ocorrem em paredes de arrimo e devido ao fato de esses elementos trabalharem segundo a direção de menor inércia, é muito pouco provável que nesses casos ocorram tensões cisalhantes que ultrapassem os limites admissíveis⁷.

A norma NBR 15961-1 (2011, p.40) reforça que “ para verificação do cisalhamento é permitido computar a força de protensão (após perdas) para o cálculo do aumento da tensão devido à pré-compressão. ” Deve-se verificar a resistência ao cisalhamento antes e depois da aplicação da força de protensão, sendo que depois da aplicação da força de protensão, a tensão gerada pela pré-compressão deve contabilizar as perdas de protensão. Antes da aplicação da força de protensão, só será computado a tensão de compressão gerada pelo peso próprio pelo do elemento.

De acordo com Sánchez (2013, p.224) “ a tensão de cisalhamento nas junções das paredes com elementos de concreto deve ser verificada”. No caso do muro de contenção, esta tensão máxima ocorre exatamente na junção do muro com a fundação, ou seja, na região do engastamento da estrutura de contenção.

Figura 25: Tensão de cisalhamento na junção do muro com a fundação



Fonte: Emil Sánchez (2013)

Sabendo que um dos requisitos para o procedimento de dimensionamento da alvenaria estrutural protendida é calcular sua resistência como se ela fosse não armada segundo a NBR 15961-1 (2011), será necessário calcular duas situações de tensões na seção para verificar o cisalhamento: os esforços resistentes devido a pré-compressão causada pela força de protensão

⁷ Ramalho, Marcio A.; Corrêa, Márcio R. S. **Projeto de Edifícios de Alvenaria Estrutural**. 2003, p. 106.

(após as perdas) que irão contribuir junto ao peso próprio na resistência do elemento ao cisalhamento e os esforços atuantes no elemento provenientes da ação lateral do empuxo.

A tensão de cisalhamento de cálculo para alvenaria não armada τ_{vd} proveniente da ação lateral do empuxo no elemento é calculada através da equação a seguir.

$$\tau_{vd} = \frac{V_d}{tL} \quad (67)$$

Onde:

V_d = força de cálculo cisalhante máxima, lembrando que:

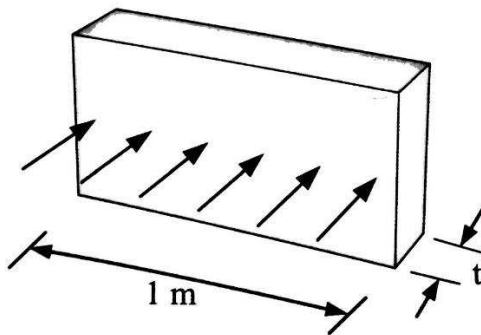
$$V_d = V_k \cdot \gamma_g, \text{ sendo } \gamma_g \text{ informado na tabela 3;} \quad (68)$$

t = espessura da muro de contenção;

L = faixa de comprimento do muro de contenção, considera-se $L = 1\text{m}$.

A figura a seguir ilustra o elemento do muro de contenção utilizado para o cálculo das verificações de resistência.

Figura 26: Esforços atuantes no elemento de cálculo



Fonte: Emil Sánchez (2013)

Após calcular a tensão de cisalhamento atuante, de acordo NBR 15961-1 (2011) deve-se calcular a tensão de compressão na seção considerada, esta tensão de compressão é procedente das ações permanentes que atuam no muro de contenção e devem ser multiplicadas por 0,9. Porém, segundo Parsekian (2013), na base da parede, onde ocorre a tensão máxima

cisalhante, é conveniente muitas vezes multiplicar por 0,5, pois pode não haver perfeita aderência entre os materiais distintos (concreto e alvenaria), sendo uma medida a favor da segurança.

As tensões de compressão que ocorrem na seção do muro de contenção em alvenaria estrutural protendida são duas: a tensão originada pelo peso próprio do elemento de cálculo da estrutura e a tensão originada pela força de protensão (após perdas) atuante na seção do elemento de cálculo. Vale ressaltar que a distribuição dos cabos de protensão ao longo da seção do muro de contenção ocorre de maneira simétrica e é localizada ao longo do maior eixo da linha neutra evitando que as cargas concentradas da força de protensão sejam excêntricas, portanto a distribuição dos cabos por metro no elemento de cálculo só produzirá forças axiais cuja resultante ocorrerá no centroide da seção do elemento de cálculo, sem a ocorrência de momento na seção devido a anulação destes momentos em decorrência da simetria. A tensão de compressão devido peso próprio pode ser calculada através da expressão a seguir.

$$\sigma_{P_p} = \frac{0,9P_p}{A_b} \quad (69)$$

A tensão de compressão devido a força de protensão resultante que atua de forma axial na seção do elemento de cálculo é encontrada através da equação a seguir.

$$\sigma_{F_p} = (1 - r) \frac{0,9F_p}{A_b} \quad (70)$$

Logo, com as duas ocorrências de tensões de compressão calculada, pode-se encontrar a tensão de compressão resultante σ_c que será o somatório das duas tensões de compressão já encontradas.

$$\sigma_c = \sigma_{P_p} \text{ (antes da aplicação de protensão)} \quad (71)$$

$$\sigma_c = \sigma_{P_p} + \sigma_{F_p} \text{ (após aplicação de protensão)} \quad (72)$$

Com a tensão de compressão resultante, a norma NBR 15961-1(2011), através da tabela 12, determina que seja realizada a verificação da resistência ao cisalhamento

característica em juntas horizontais de paredes f_{vk} em função da resistência média de compressão da argamassa previamente selecionada para o projeto.

Tabela 12: Valores característicos da resistência ao cisalhamento em juntas horizontais de paredes f_{vk}

Resistência média de compressão da argamassa MPa		
1,5 a 3,4	3,5 a 7,0	Acima de 7,0
$0,10 + 0,5 \sigma_c \leq 1,0$	$0,15 + 0,5 \sigma_c \leq 1,4$	$0,35 + 0,5 \sigma_c \leq 1,7$

Fonte: NBR 15961-1 (2011)

Ao final, para garantir que a estrutura de contenção tenha as condições necessárias para ter capacidade de suportar aos esforços de cisalhamento atuantes é indispensável que a condição a seguir seja atendida.

$$\tau_{vd} \leq \frac{f_{vk}}{\gamma_m} \quad (73)$$

Onde:

τ_{vd} = tensão de cisalhamento de cálculo atuante;

f_{vk} = tensão de cisalhamento característica resistente;

γ_m = coeficiente de ponderação de resistência, utiliza-se $\gamma_m = 2$.

5.7.3 Compressão simples

A compressão é a solicitação mais comum e a mais simples de ser considerada. Os elementos comumente considerados como submetidos à compressão simples são as paredes, sejam eles armados ou não. Dessa forma, fica evidente a importância desse tipo de dimensionamento, já que paredes são os elementos mais importantes em qualquer estrutura de edifício de alvenaria. Logo, o mesmo princípio se aplica para o muro de contenção, o qual funciona como uma parede, e as forças de protensão atuam como cargas concentradas gerando o efeito de compressão simples. Segundo a NBR 15961-1 (2011), o esforço resistente de cálculo à compressão é obtido através da equação a seguir.

$$N_{rd} = f_d A_b R \quad (74)$$

Onde:

N_{rd} = força normal resistente de cálculo à compressão;

f_d = resistência à compressão de cálculo da alvenaria;

A_b = área da seção resistente;

R = coeficiente redutor devido à esbeltez do muro de contenção, sendo:

$$R = \left[1 - \left(\frac{\lambda}{40} \right)^3 \right] \quad (75)$$

Para calcular o índice esbeltez λ é necessário possuir os valores da altura efetiva e da espessura efetiva do muro de contenção. Para a altura efetiva do muro de contenção, a NBR 15961-1 (2011) orienta que esta dimensão deve ser igual a:

- À altura da parede, se houver travamentos que restrinjam os deslocamentos horizontais das suas extremidades;

- Ao dobro da altura, se uma extremidade for livre e se houver travamento que restrinja conjunta-mente o deslocamento horizontal e a rotação na outra extremidade.

Como o muro de contenção se trata de uma estrutura engastada em balanço, a altura efetiva h_e será o dobro da altura real do muro.

$$h_e = 2H \quad (76)$$

No caso da espessura efetiva, a NBR 15961-1 (2011) informa que a espessura efetiva irá depender da presença ou não de enrijecedores. Como o muro de contenção do presente trabalho não possui enrijecedores, a espessura efetiva t_e do muro de contenção sem enrijecedores será a sua própria espessura t , não sendo considerados os revestimentos.

$$t_e = t \quad (77)$$

O índice de esbeltez será a razão entre a altura efetiva e a espessura efetiva do muro de contenção conforme a equação a seguir.

$$\lambda = \frac{h_e}{t_e} \quad (78)$$

O valor do índice de esbeltez deve obedecer aos valores máximos permitidos pela NBR 15961-1 (2011), conforme a tabela a seguir. Vale ressaltar que o presente trabalho trata de alvenaria estrutural protendida a qual é dimensionada como alvenaria não armada, logo o valor limite do índice de esbeltez para o muro de contenção será de um elemento não armado.

Tabela 13: Valores máximos do índice de esbeltez do muro de contenção

Não armados	24
Armados	30

Fonte: NBR 15961-1 (2011)

Para que se cumpra a verificação em relação à compressão simples, a força de protensão aplicada deve ser menor ou igual à força normal resistente de cálculo à compressão.

$$F_p \leq N_{rd} \quad (79)$$

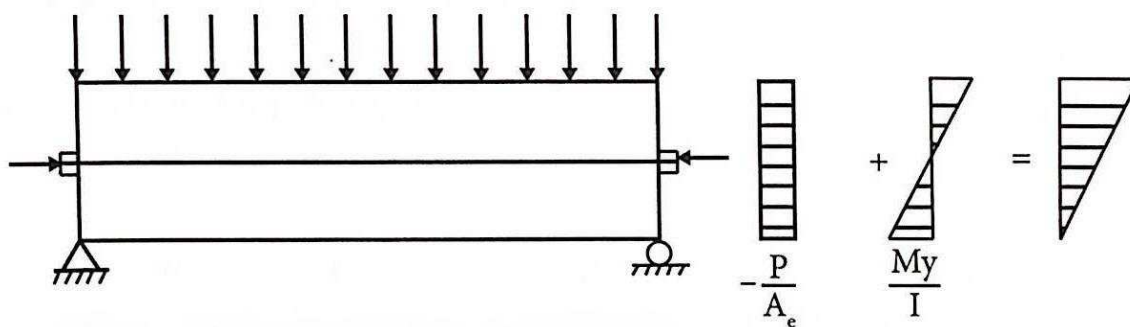
5.8 PROTENSÃO

O processo de cálculo da protensão inclui descobrir a área necessária de cabos de aço para tornar a tração nula através da aplicação da força de protensão centrada que causará uma tensão de compressão na seção. Este processo deve ser analisado antes e após as perdas de protensão.

5.8.1 Força de protensão

O princípio básico do uso de protensão na alvenaria estrutural é otimizar sua resistência através dos esforços de pré-compressão oriundos da aplicação da protensão que, no caso deste trabalho, será centrada. A NBR 15961-1 (2011) exige que o dimensionamento da alvenaria estrutural protendida seja feito de forma que a força de protensão elimine a tração em serviço no elemento de alvenaria. A figura 27 demonstra como ocorre esse processo de eliminação de tração através da aplicação de protensão centrada.

Figura 27: Força de protensão centrada



Fonte: Guilherme Parsekian (2013)

Conforme a NBR 15961-1 (2011) para a realização do dimensionamento da alvenaria estrutural protendida é necessário obedecer algumas condições para os esforços de flexão e compressão que ocorrem no muro de contenção⁸:

- O processo de dimensionamento da alvenaria é como se fosse não armada;

⁸ Recordando que, para o presente trabalho, não ocorrerá esforços devido flexo-compressão ou flexão composta, já que a força de protensão é aplicada no centro de gravidade da seção do muro e sua distribuição é simétrica ao longo do comprimento do muro. Ocorrendo apenas compressão simples devido à aplicação de protensão e compressão/tração devido à flexão simples por efeito da ação do empuxo.

- Para um elemento de alvenaria em estado-limite último, o esforço solicitante de cálculo, S_d deve ser menor ou no máximo igual ao esforço resistente de cálculo R_d ;
- O dimensionamento deve ser realizado considerando-se a seção homogênea e com sua área bruta, exceto quando especificamente indicado;
- As seções transversais se mantêm planas após deformação;
- As máximas tensões de tração devem ser menores ou iguais à resistência à tração da alvenaria não armada e devem anuladas para a alvenaria protendida (após a ocorrência da tensão de protensão);
- As máximas tensões de compressão devem ser menores ou iguais à resistência à compressão da alvenaria para a compressão simples e a esse valor multiplicado por 1,5 para a compressão na flexão.
- Em serviço, não são permitidas tensões de tração na alvenaria;
- A tração em cabo não aderido não pode exceder 70 % da sua resistência última do mesmo;
- A altura útil, d , da seção é determinada levando em conta toda a liberdade de movimento dos cabos.

5.8.1.1 Cabos de protensão

A NBR 15961-1 (2011) determina que o dimensionamento da força de protensão deve ser feito através da verificação de tração nula em serviço, considerando os coeficientes de ponderação em serviço das ações, com coeficiente de majoração de esforços igual a 0,9 para efeito favorável da força de protensão e permanente.

$$F_p = 0,9 f_p A_p \quad (80)$$

$$f_p = 0,7 f_{ptk} \quad (81)$$

Onde:

F_p = força de protensão desconsiderando as perdas de protensão (kN);

f_p = tensão no aço de protensão (kN/cm²);

f_{ptk} = tensão última de resistência à tração do aço de protensão obtida em catálogos de fornecedores do material (kN/cm²);

A_p = área total dos cabos de protensão por metro (cm²/m).

Para continuar o dimensionamento dos cabos de protensão é exigido que a tensão de pré-compressão causada pela protensão, considerando as perdas, elimine as tensões de tração existentes devido a flexão. Para isso é necessário que a condição a seguir seja satisfeita e, através da mesma, será encontrada a área de cabos de protensão por metro, necessária para atender à exigência de tração nula.

$$\sigma_{F_p} \geq \sigma_{t,f_{m\acute{a}x}} \quad (82)$$

Onde:

σ_{F_p} = tensão de pré-compressão devido à aplicação da força de protensão;

$\sigma_{t,f_{m\acute{a}x}}$ = tensão máxima de tração na seção devido a flexão.

A tensão de pré-compressão que ocorre na seção do muro devido à aplicação da protensão, considerando as perdas, é encontrada através da divisão da força de protensão (considerando as perdas na tensão de escoamento do aço de protensão) F_p pela área bruta da seção do muro de contenção A_b , conforme a equação a seguir.

$$\sigma_{F_p} = \frac{(1 - r)0,9f_p A_p}{A_b} \quad (83)$$

Relacionando a condição (82) com a equação (83), fica apropriado montar uma equação em função da área necessária de cabos de protensão A_p , em cm²/m.

$$A_p \geq \frac{\sigma_{t,f_{m\acute{a}x}} A_b}{0,9(1 - r)f_p} \quad (84)$$

5.8.1.2 Resistência da alvenaria

A NBR 15961-1 (2011) informa que a verificação da resistência da alvenaria à compressão simples, flexão simples e cisalhamento deve ocorrer antes e depois da ocorrência de perdas por protensão, sendo permitido reduzir o valor do coeficiente de ponderação da resistência da alvenaria em 20 % para verificação da resistência antes das perdas. Devendo-se levar em conta a força de protensão na consideração de esbeltez e a possibilidade de ruptura por flambagem quando do dimensionamento da alvenaria, exceto se os cabos tiverem seu deslocamento lateral restrito. Podem ser considerados restritos cabos que sejam totalmente envolvidos com graute, ou que sejam presos à parede, ou por grauteamento localizado ou pela utilização de algum dispositivo, em pelos menos três pontos intermediários ao longo da altura da parede. No caso deste trabalho, os cabos são restritos por estarem totalmente envolvidos com graute. Os equacionamentos de verificação da resistência da alvenaria são apresentados a seguir.

$$f_d = k \frac{f_k}{0,8\gamma_m} \text{ (antes das perdas de protensão)} \quad (85)$$

$$f_d = k \frac{f_k}{\gamma_m} \text{ (após perdas de protensão)} \quad (86)$$

$$f_k = 0,7f_{pk} \quad (87)$$

Onde:

k = coeficiente que leva em conta a redução de resistência em função da direção da compressão;

f_d = resistência à compressão de cálculo da alvenaria;

f_k = resistência característica à compressão simples da alvenaria;

f_{pk} = resistência característica de compressão simples de prisma;

γ_m = coeficiente de ponderação para a alvenaria.

As tensões atuantes geradas pela força de protensão que serão verificadas após as perdas de protensão deverão ser multiplicadas pelo fator de porcentagem de perda $(1 - r)$. O coeficiente k poderá ser 1,0 se a compressão é normal às juntas ou 0,5 se a compressão for paralela às juntas e a região comprimida não estiver totalmente preenchida com graute, caso a

região esteja preenchida com graute o coeficiente será 1,0 também, mesmo que a compressão seja paralela às juntas. Na situação construtiva do presente trabalho, o coeficiente k será igual a 1,0, pois a região comprimida será toda preenchida com graute.

5.8.1.3 Verificação da ruptura

Conforme a norma NBR 15961-1 (2011), o momento máximo aplicado (M_d) deve ser menor que o momento último (M_u). No cálculo do momento último, considera-se a seção fissurada e determina-se a linha neutra da seção (x) a partir da tensão no cabo (após perdas). Para o caso de seções com largura uniformes (situações do presente trabalho), tem-se as seguintes equações.

$$x = \frac{A_p f_{pd}}{f_d b} \quad (88)$$

$$M_u = A_p f_{pd} \left(d - \frac{x}{2} \right) \quad (89)$$

Onde:

f_{pd} = tensão nominal no cabo de protensão;

A_p = área total dos cabos de protensão;

d = altura útil da seção que corresponde à distância do centro de gravidade da seção do cabo à borda comprimida;

f_d = resistência à compressão de cálculo da alvenaria;

b = base da seção em relação ao eixo de flexão, no caso do elemento de cálculo $b=1$ m;

x = posição da linha neutra.

Parsekian (2002, p. 89) propõe que “o valor da tensão nominal no cabo de protensão f_{pd} para cabos não aderidos é calculado a partir da expressão abaixo, obtida a partir de ensaios experimentais, conforme descrito nos comentários da norma norte-americana MSJC, 199b.”

$$f_{pd} = \sigma_{pe} + \frac{700d}{l} \left(1 - \frac{f_{ptk} A_p}{1,4 f_{pk} b d} \right) \quad (90)$$

$$\sigma_{pe} = (1 - r) \frac{F_p}{A_p} \quad (91)$$

Sendo:

l = distância entre as ancoragens do cabo.

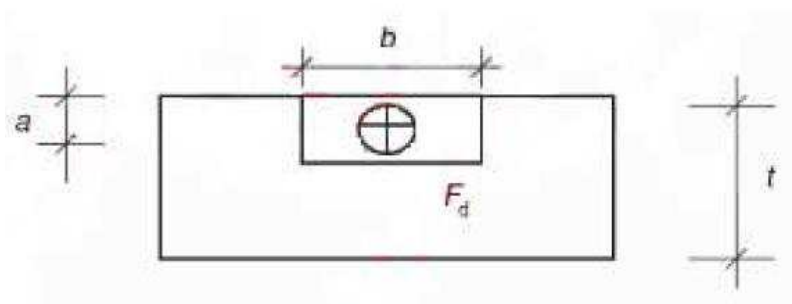
5.8.1.4 Tensão de contato

A NBR 15961-1 (2011, p.41) orienta que “sob a placa de ancoragem dos cabos deve ser executada pelo menos uma fiada de alvenaria grauteada ou coxim de concreto, devendo as tensões de contato ser corretamente verificadas. ” A placa de ancoragem deve ser tal que a dimensão segundo a espessura t seja no mínimo igual ao maior dos valores: 50 mm ou $t/3$ e a tensão de contato deve ser menor ou no máximo igual a $1,5f_d$.

$$a \geq \begin{cases} 50 \text{ mm} \\ t/3 \end{cases} \quad (92)$$

$$\sigma_{tc} \leq 1,5f_d \quad (93)$$

Figura 28: Placa de ancoragem

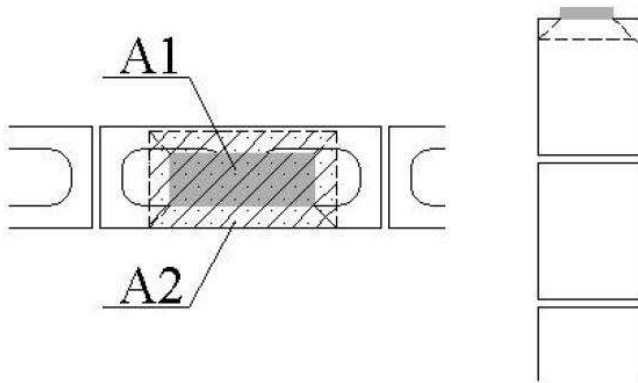


Fonte: NBR 15961-1 (2011)

Parsekian (2002) informa que, para a alvenaria, deve-se verificar se a tensão de contato é inferior a $0,25f_d$ (ou $0,5f_d$ para verificação das tensões de contato durante a operação de protensão, sendo esse limite mais importante no caso de protensão aplicada com cordoalhas quando se tem uma perda imediata alta que é o caso de estudo do presente trabalho), com área de contato igual A_1 , se a placa de ancoragem for executada sobre uma fiada de alvenaria

grauteada ou $A_1\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$, se a placa de ancoragem for executada sobre o coxim de concreto. A área A_1 correspondente a área de contato da placa de ancoragem e A_2 a área obtida pela projeção a 45° das linhas laterais da área de contato até a borda mais próxima da parede conforme ilustração abaixo.

Figura 29: Áreas de contato



Fonte: Guilherme Parsekian (2002)

Em casos em que for executado um coxim de concreto sugere-se que a tensão seja limitada a $0,6f_{ck}$ (sendo o f_{ck} a resistência à compressão do concreto)⁹. As equações de verificação da tensão de contato σ_{tc} seguem abaixo.

$$\sigma_{tc} = \frac{F_p}{A_1} \leq \begin{cases} 0,25f_d \text{ (fios)} \\ 0,5f_d \text{ (cordoalhas)} \end{cases} \quad \text{para alvenaria grauteada} \quad (94)$$

$$\sigma_{tc} = \frac{F_p}{A_1\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}} \leq \left\{ \begin{cases} 0,25f_d \text{ (fios)} \\ 0,5f_d \text{ (cordoalhas)} \end{cases} \middle| 0,6f_{ck} \right\} \quad \text{para coxim de concreto} \quad (95)$$

⁹ PARSEKIAN, Guilherme. **Recomendações para projeto e execução de alvenaria estrutural protendida**. 2002, p. 13.

5.8.2 Perdas de protensão

A força de protensão é um componente essencial para a estrutura de contenção em alvenaria estrutural protendida, pois ela irá garantir o estado de tração nula (ou praticamente nula) durante a vida útil da estrutura. Esta força é aplicada através da armadura ativa e depende do comportamento dos materiais como o aço e concreto utilizados. O projeto de uma estrutura de contenção protendida deve prever as perdas de protensão em relação ao valor inicial aplicado pelo aparelho tensor.

A NBR 15961-1 (2011) informa que as perdas de protensão podem ocorrer devido à relaxação do aço, deformação elástica da alvenaria, movimentação higroscópica da alvenaria, fluência da alvenaria, acomodação das ancoragens, atrito e por efeitos térmicos. As perdas por deformação elástica da alvenaria ocorrem quando o esforço proveniente da força de protensão causam deformações na alvenaria fazendo com que ocorra perdas nos cabos de aço. As perdas por movimentação higroscópica (perda ou ganho de água do elemento) estão relacionadas com os fenômenos de retração (blocos de concreto) ou expansão (blocos cerâmicos), como o trabalho trata de alvenaria estrutural em blocos de concreto deve-se considerar este tipo de efeito, já que a retração dos blocos de concreto gera perdas de protensão, ao contrário dos blocos cerâmicos onde o efeito de expansão dos mesmos gera um ganho de força de protensão. A fluência é um fenômeno em que ocorre deformações permanentes no material que está sujeito a cargas ou tensões constantes em função do tempo que geram perdas de protensão nos cabos. As perdas de protensão por efeitos térmicos ocorrem devido a diferentes coeficientes de expansão térmica do aço e da alvenaria que causam o efeito de dilatação diferencial entre esses dois materiais. As perdas por atrito ocorrem nos casos em que há contato entre os cabos e as bainhas (sistema de cabos aderidos) e os cabos são isolados do concreto. As perdas por acomodação das ancoragens ocorrem em situações de cabos ancorados com cunhas devido à penetração das cunhas nos furos, o que causa uma diminuição do comprimento do cabo.

No presente trabalho é utilizado o sistema de fios ou cordoalhas retos não aderidos, então poderão ser desprezadas as perdas por atrito. Com relação às perdas de protensão por acomodação das ancoragens é possível eliminar estas perdas através de procedimentos durante a execução da protensão ou através da utilização de protensão com barras em vez de fios ou cordoalhas. Estes procedimentos são descritos na citação a seguir:

“ Pode-se eliminar essa perda através de uma operação de escoramento das placas de ancoragem. Após a acomodação dos cabos, deve-se utilizar o macaco hidráulico para suspender a placa com as cunhas ancoradas e dispor calços de aço (geralmente de 6mm de espessura) sob essa. Desta forma, elimina-se a perda por acomodação da ancoragem. ” (PARSEKIAN, 2002, p. 94)

A NBR 15961-1 (2011) recomenda para o cálculo das perdas de protensão pelos efeitos de deformação elástica da alvenaria, movimentação higroscópica, efeitos térmicos e fluência a equação a seguir:

$$\Delta\sigma = \frac{\alpha_e \sigma_m}{2} + E_p [(k_s - k_a)\Delta T + C \sigma_m + \varepsilon_{ms}] \quad (96)$$

Onde:

$\Delta\sigma$ = variação média da tensão de protensão;

α_e = é a razão entre os módulos de elasticidade do aço e da alvenaria (quando a protensão for aplicada com apenas um cabo, adotar esse valor igual a zero, pois não há perda por deformação elástica da alvenaria nesse caso);

σ_m = a tensão de protensão inicial no centroide dos cabos de protensão;

E_p = módulo de elasticidade do aço do cabo de protensão;

k_a = coeficiente de dilatação térmica da alvenaria;

k_s = coeficiente de dilatação térmica do aço, podendo-se adotar o valor de $11,9 \times 10^{-6} \text{ mm/mm/}^\circ\text{C}$;

ΔT = variação da temperatura;

C = fluência específica, $C = 0,5 \text{ mm/m/MPa}$;

ε_{ms} = coeficiente de deformação unitária por retração na alvenaria, podendo ser 0,5 mm/m para protensão aplicada após 7 dias ou 0,6 mm/m para protensão aplicada antes dessa data.

Segundo a norma NBR 6118 (2014, p.30), o valor do módulo de elasticidade E_p para o aço do cabo de protensão (armadura ativa) deve ser obtido em ensaios ou fornecido pelo fabricante. Na falta de dados específicos, pode-se considerar o valor de 200 GPa para fios e cordoalhas.

A norma NBR 15961-1 (2011, p.10) afirma que, na ausência de dados experimentais para a alvenaria em blocos de concreto, pode-se adotar o coeficiente de dilatação térmica linear k_a igual a $9,0 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$. A mesma norma também informa através da tabela 1 as propriedades elásticas da alvenaria estrutural em blocos de concreto.

Tabela 14: Propriedades de deformação da alvenaria em blocos de concreto

PROPRIEDADE	VALOR ¹⁰	VALOR MÁXIMO
Módulo de Elasticidade Longitudinal	$800f_{pk}$	16 GPa
Coeficiente de Poisson	0,20	-

Fonte: NBR 15961-1 (2011)

A relaxação do aço é um tipo de perda de protensão que ocorre em função do tempo devido ao estiramento do aço sob comprimento e temperatura constantes, ou seja, quanto maior a tensão ou a temperatura, maior será a relaxação do aço. De acordo com a NBR 6118 (2014), a intensidade da relaxação do aço deve ser determinada pelo coeficiente $\psi(t, t_o)$, calculado por:

$$\psi(t, t_o) = \frac{\Delta\sigma_{pr}(t, t_o)}{\sigma_{pi}} \quad (97)$$

Onde:

$\Delta\sigma_{pr}(t, t_o)$ = perda de tensão por relaxação pura desde o instante t_o do estiramento da armadura até o instante t considerado;

σ_{pi} = tensão na armadura de protensão no instante de seu estiramento.

A NBR 6118 (2014) ainda informa que valores médios da relaxação, medidos após 1000 h, à temperatura constante de 20 °C, para as perdas de tensão referidas a valores básicos da tensão inicial de 50 % a 80 % da resistência característica $f_{ptk}(\psi_{1000})$ são definidos na tabela a seguir.

¹⁰ O parâmetro f_{pk} corresponde a resistência característica de compressão simples do prisma

Tabela 15: Valores de ψ_{1000} , em porcentagem

σ_{po}	Cordoalhas		Fios		Barras
	RN	RB	RN	RB	
0,5 f_{ptk}	0	0	0	0	0
0,6 f_{ptk}	3,5	1,3	2,5	1,0	1,5
0,7 f_{ptk}	7,0	2,5	5,0	2,0	4,0
0,8 f_{ptk}	12,0	3,5	8,5	3,0	7,0

Fonte: NBR 6118 (2014)

O valor de f_{ptk} vai depender do tipo de cabo de protensão, esta informação está contida na especificação do aço para concreto protendido em catálogos de fabricantes, por exemplo, CP-170 RB significa fio de aço para concreto protendido com resistência característica mínima à tração (f_{ptk}) de 170 kN/cm² (1700 MPa) e de relaxação baixa. Vale ressaltar que os aços de relaxação baixa RB tem suas características elásticas melhoradas para reduzir as perdas de tensão por relaxação, que é cerca de 25 % da relaxação do aço RN. O mesmo princípio de identificação se aplica para as cordoalhas, por exemplo, cord. CP-190 RB 3 significa cordoalha de 3 fios para concreto protendido com resistência característica mínima à tração (f_{ptk}) de 190 kN/cm² (1900 MPa) e de relaxação baixa.

Para valores diferentes de 1000 h, com temperatura constante de 20 °C, pode-se utilizar a seguinte equação:

$$\psi(t, t_o) = \psi_{1000} \left(\frac{t - t_o}{1000} \right)^{0,15} \quad (98)$$

Onde:

t = tempo, em horas.

A NBR 6118 (2014) estabelece que para tensões inferiores a $0,5f_{ptk}$, admite-se que não haja perda de tensão nos cabos por relaxação e que, no caso de tensões intermediárias entre os valores fixados na tabela 15, pode ser feita interpolação linear. Pode-se considerar, também, que, para o infinito de $\psi(t_{\infty}, t_o)$ pode-se utilizar a relação a seguir:

$$\psi(t_{\infty}, t_o) \cong 2,5\psi_{1000} \quad (99)$$

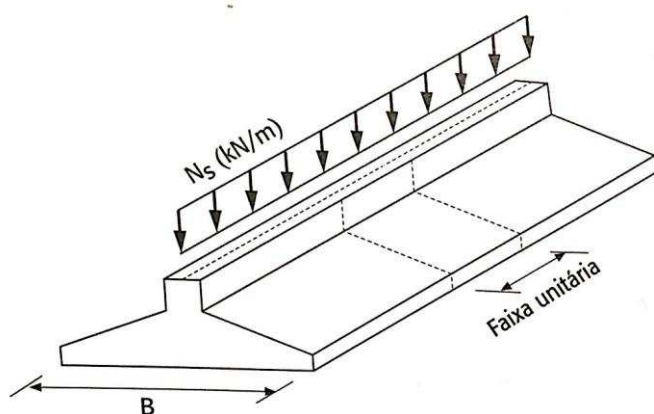
A perda de protensão total (r) será o somatório de todas as perdas de protensão (deformação elástica da alvenaria, fluência da alvenaria, movimentação higroscópica, efeitos térmicos e relaxação do aço). Este valor da perda de protensão total deverá ser computado no cálculo da tensão de protensão para evitar que as perdas de protensão gerem um subdimensionamento da área necessária de cabos de aço.

5.9 FUNDAÇÃO

Apesar de não ser o foco principal deste trabalho o cálculo de fundação, é imprescindível que seja realizado o dimensionamento para que se torne completo o projeto de muro de contenção em alvenaria estrutural protendida, já que se trata de uma obra estrutural geotécnica. A fundação considerada no presente trabalho para o muro de contenção em alvenaria estrutural protendida será uma fundação do tipo superficial (direta ou rasa). Segundo a norma NBR 6122 (2010), a fundação superficial consiste em um elemento em que a carga é transmitida ao terreno, predominantemente pelas pressões distribuídas sob a base da fundação, e em que a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação.

Neste trabalho a fundação será projetada e executada como sapata corrida ($L \geq 3B$)¹¹ com o comportamento estrutural flexível. A sapata corrida com comportamento flexível, embora de uso mais raro, é recomendável para o muro de contenção, pois existem esforços de flexão causados pela ação lateral do empuxo e, ainda, sua aplicação é compatível para situações de solos relativamente fracos que podem ocorrer devido fato de se dimensionar uma fundação superficial em situações que as primeiras camadas possam vir a ter baixa resistência. A NBR 6118 (2014) informa que a sapata flexível trabalha à flexão nas duas direções, não sendo possível admitir tração na flexão uniformemente distribuída na largura correspondente da sapata e, também, trabalha ao cisalhamento que pode ser descrito pelo fenômeno da punção.

Figura 30: Sapata corrida flexível



Fonte: João Carlos de Campos (2015)

¹¹ Sendo B a menor dimensão da sapata corrida e L a maior dimensão.

Segundo a NBR 6118 (2014) a condição para que a sapata seja considerada flexível é apresentada na equação a seguir.

$$h < \frac{(B - b)}{3} \quad (100)$$

Onde:

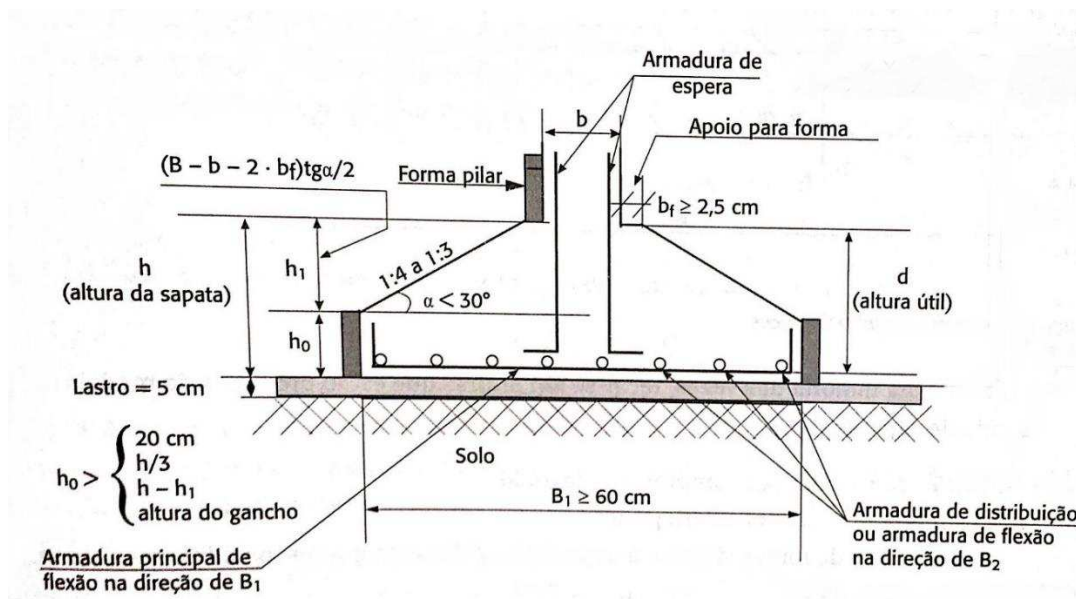
h = altura da sapata;

B = dimensão da sapata em uma determinada direção;

b = dimensão do muro na mesma direção de B .

As dimensões mínimas para uma sapata corrida flexível estão ilustradas na figura a seguir.

Figura 31: Dimensões mínimas de sapata corrida flexível



Fonte: João Carlos de Campos (2015)

Como o projeto trata-se de um muro de contenção em alvenaria estrutural protendida, não será necessária a utilização de formas de pilares, logo a medida de b_f será 0. A medida h_1 deve obedecer a relação a seguir.

$$h_1 \leq (B - b - 2b_f) \frac{tg \alpha}{2} \quad (101)$$

Já a medida da altura da base h_0 deve satisfazer a seguinte relação.

$$h_0 > \begin{cases} h/3 \\ 20 \text{ cm} \\ \text{altura do gancho} \\ h - h_1 \end{cases} \quad (102)$$

Segundo a NBR 6122 (2010), todas as pastes da fundação superficial em contato com o solo devem ser concretadas sobre um lastro de brita ou concreto não estrutural (magro) de no mínimo 5 cm.

A altura útil d será a altura total h descontando o cobrimento utilizado para fundações. O valor do cobrimento vai variar de acordo com a classe ambiental a qual o muro de contenção está inserido. As tabelas que são necessárias para definir o cobrimento em função do tipo de ambiente sua agressividade, são apresentadas a seguir.

Tabela 16: Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV ^c
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ^d	30		40	50
Concreto protendido ^a	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

^a Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

^b Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.

^c Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

^d No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

Tabela 17: Classes de agressividade ambiental

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{1), 2)}	Pequeno
III	Forte	Marinha ¹⁾	Grande
		Industrial ^{1), 2)}	
IV	Muito forte	Industrial ^{1), 3)}	Elevado
		Respingos de marê	

¹⁾ Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

²⁾ Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) em: obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos, ou regiões onde chove raramente.

³⁾ Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Fonte: NBR 6118 (2014)

A classe de agressividade ambiental também é tem supra importância para definir qual será a classe do concreto (resistência à compressão f_{ck}) que será utilizada no projeto, bem como a relação água/cimento utilizada na dosagem do concreto. A tabela a seguir apresenta a correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto.

Tabela 18: Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto

Concreto ^a	Tipo ^{b, c}	Classe de agressividade			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

^a O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.

^b CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.

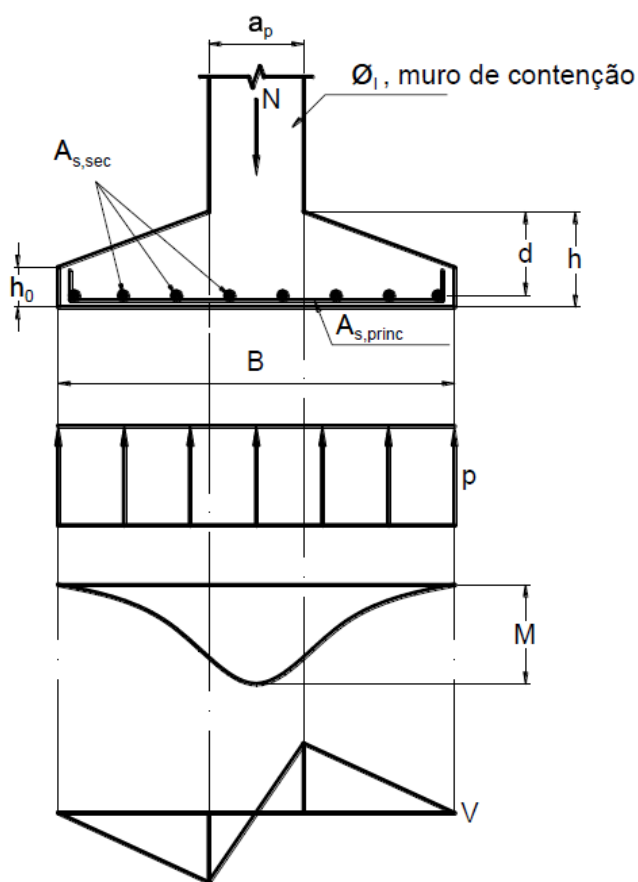
^c CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Fonte: NBR 6118 (2014)

5.9.1 Dimensionamento

Bastos (2016) informa que o processo de dimensionamento da sapata corrida flexível leva em consideração que a mesma possui duas armaduras, uma considerada principal, posicionada na direção do lado B, e outra secundária ou de distribuição, perpendicular à principal e disposta ao longo do comprimento da sapata. A armadura principal é dimensionada para o momento fletor solicitante máximo, na seção do eixo da parede que funcionará como uma estrutura engastada em balanço. A força cortante máxima é considerada atuando na seção correspondente à face da parede apoiada na sapata. Esses esforços solicitantes são calculados sobre faixas unitárias ($L = 1$ m) ao longo do comprimento da sapata. A figura a seguir ilustra os esforços solicitantes que ocorrem na sapata corrida.

Figura 32: Esforços solicitantes na sapata corrida flexível



Fonte: Paulo Sérgio Bastos (2016)

5.9.1.1 Verificação de tensão admissível

Para verificar as dimensões da sapata, é necessário possuir o valor da tensão admissível do terreno, a força total de protensão atuante e a resultante do peso próprio da alvenaria estrutural do muro de contenção. Campos (2015) recomenda que seja considerada um acréscimo de 5% da carga permanente (peso próprio + força de protensão) para computar o peso próprio da sapata e da terra que está sobre a aba da sapata. Sendo B a menor dimensão da sapata e L o comprimento extensivo da sapata, tem-se:

$$\sigma_{adm} \geq \frac{\gamma_g(P_p + F_p) + 0,05(P_p + F_p)}{B \cdot L} \quad (103)$$

Onde:

σ_{adm} = tensão admissível do terreno;

γ_g = ponderador de ações permanentes;

P_p = peso próprio do elemento de cálculo da alvenaria estrutural do muro de contenção, por metro;

F_p = força de protensão total, por metro.

5.9.1.2 Esforço solicitantes

Bastos (2016) apresentar as formulações para calcular o momento fletor resultante no centro da parede e o esforço cortante na face da parede ocorrentes na faixa de 1 m da sapata corrida (elemento de cálculo).

$$V_{fp} = \frac{(P_p + F_p)}{2} \left(1 - \frac{t}{B}\right) \quad (104)$$

$$M_{cp} = \frac{(P_p + F_p)}{8} (B - t) + M_a \quad (105)$$

Onde:

V_{fp} = esforço cortante na face da parede, por metro;

M_{cp} = momento fletor resultante no centro da parede, por metro;

M_a = momento atuante originado pela ação lateral de empuxo;

t = espessura do muro de contenção.

5.9.1.3 Dimensionamento à flexão

Bastos (2016) indica as equações para encontrar a área de armadura principal para combater os esforços de flexão em relação ao eixo do lado $L = 1\text{m}$ e, também, para calcular as armaduras de distribuição perpendiculares às armaduras principais.

$$A_{s,\text{principal}} = \frac{M_d}{0,85d f_{yd}} \quad (106)$$

$$A_{s,\text{distribuição}} \geq \begin{cases} 0,9 \text{ cm}^2/\text{m} \\ \frac{1}{5} A_{s,\text{principal}} \end{cases} \quad (107)$$

Sendo,

$$M_d = 1,4M_{cp} \quad (108)$$

$$d = h - c - \frac{\emptyset}{2} \quad (109)$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} \quad (110)$$

A altura útil d será a diferença entre a altura total h , o cobrimento c e a metade da bitola $\emptyset$ pré-escolhida em projeto para realizar o dimensionamento. Para calcular a resistência de cálculo à tração do aço f_{yd} , o valor da resistência característica à tração do aço f_{yk} vai depender do tipo de aço que está sendo empregado, caso seja CA-50, a resistência característica será de 50 kN/cm², caso seja o aço do tipo CA-60, a resistência característica será de 60 kN/cm².

É necessário verificar se o valor calculado de $A_{s,\text{principal}}$ é maior que o valor de $A_{s,\text{min}}$, pois, caso não seja maior, será adotado o valor de $A_{s,\text{min}}$.

$$A_{s,\text{principal}} \geq A_{s,\text{min}} \rightarrow A_{s,\text{principal}} \geq \rho_{\text{min}} h \quad (111)$$

Para encontrar o valor de ρ_{min} em função da classe do concreto, deve-se utilizar a tabela a seguir.

Tabela 19: Taxas mínimas de armadura de flexão

Forma da seção	Valores de $\rho_{min}^{(a)}$ (%)														
	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
Retangular	0,150	0,150	0,150	0,164	0,179	0,194	0,208	0,211	0,219	0,226	0,233	0,239	0,245	0,251	0,256

(a) Os valores de ρ_{min} estabelecidos nesta Tabela pressupõem o uso de aço CA-50, $d/h = 0,8$, $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$. Caso esses fatores sejam diferentes, ρ_{min} deve ser recalculado.

$$\rho_{min} = A_{s,min}/A_c$$

Fonte: NBR 6118 (2014)

Para verificar a área de aço calculada e encontrar o arranjo das armaduras de flexão nas duas direções (principal e distribuição) em função da bitola e do espaçamento, é necessário utilizar a tabela a seguir.

Tabela 20: Área de armadura por metro de largura (cm^2/m)

ÁREA DE ARMADURA POR METRO DE LARGURA (cm^2/m)						
Espaçamento (cm)	Diâmetro Nominal (mm)					
	4,2	5	6,3	8	10	12,5
5	2,77	4,00	6,30	10,00	16,00	25,00
5,5	2,52	3,64	5,73	9,09	14,55	22,73
6	2,31	3,33	5,25	8,33	13,33	20,83
6,5	2,13	3,08	4,85	7,69	12,31	19,23
7	1,98	2,86	4,50	7,14	11,43	17,86
7,5	1,85	2,67	4,20	6,67	10,67	16,67
8	1,73	2,50	3,94	6,25	10,00	15,63
8,5	1,63	2,35	3,71	5,88	9,41	14,71
9	1,54	2,22	3,50	5,56	8,89	13,89
9,5	1,46	2,11	3,32	5,26	8,42	13,16
10	1,39	2,00	3,15	5,00	8,00	12,50
11	1,26	1,82	2,86	4,55	7,27	11,36
12	1,15	1,67	2,62	4,17	6,67	10,42
12,5	1,11	1,60	2,52	4,00	6,40	10,00
13	1,07	1,54	2,42	3,85	6,15	9,62
14	0,99	1,43	2,25	3,57	5,71	8,93
15	0,92	1,33	2,10	3,33	5,33	8,33
16	0,87	1,25	1,97	3,13	5,00	7,81
17	0,81	1,18	1,85	2,94	4,71	7,35
17,5	0,79	1,14	1,80	2,86	4,57	7,14
18	0,77	1,11	1,75	2,78	4,44	6,94
19	0,73	1,05	1,66	2,63	4,21	6,58
20	0,69	1,00	1,58	2,50	4,00	6,25
22	0,63	0,91	1,43	2,27	3,64	5,68
24	0,58	0,83	1,31	2,08	3,33	5,21
25	0,55	0,80	1,26	2,00	3,20	5,00
26	0,53	0,77	1,21	1,92	3,08	4,81
28	0,49	0,71	1,12	1,79	2,86	4,46
30	0,46	0,67	1,05	1,67	2,67	4,17
33	0,42	0,61	0,95	1,52	2,42	3,79

Fonte: Paulo Sérgio Bastos (2016)

A NB6 6118 (2014) faz algumas recomendações em relação às armaduras de flexão, conforme os itens a seguir:

- O diâmetro máximo de qualquer armadura de flexão nas sapatas deve ser no máximo igual a $h/8$;
- As barras da armadura principal devem apresentar espaçamento máximo de $2h$ ou 20 cm, prevalecendo o menor, na região do maior momento fletor;
- A armadura secundária deve ser igual ou superior a 20% da armadura principal, e seu espaçamento, de no máximo 33 cm.

Para realizar a verificação do comprimento de ancoragem, Campos (2015) sugere a tabela a seguir.

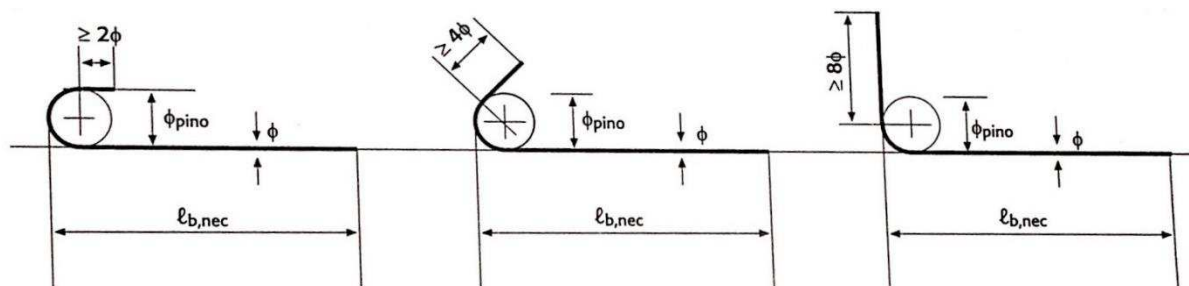
Tabela 21: Comprimento de ancoragem em função da bitola e dos valores característicos de concreto

	Resistência característica do concreto (f_{ck} em MPa)			
Comprimento de ancoragem	15	20	25	30
Sem gancho $\ell_b = \phi \cdot f_{yd} / (4f_{bd})$	53ϕ	44ϕ	38ϕ	34ϕ
Com gancho $\ell_{b,nec} = \alpha \cdot \ell_b = 0,7\ell_b$	37ϕ	31ϕ	26ϕ	24ϕ

Fonte: João Carlos de Campos (2015)

Caso sejam utilizados ganchos, estes devem estar de acordo com as exigências da norma NBR 6118 (2014) que apresenta as seguintes situações de ganchos.

Figura 33: Ganchos



Fonte: João Carlos de Campos (2015)

O diâmetro do pino que irá servir de composição no comprimento de ancoragem pode ser encontrado de acordo com a tabela a seguir.

Tabela 22: Diâmetro de dobramento dos pinos ϕ_{pino}

Bitola (mm)	Tipo de aço		
	CA-25	CA-50	CA-60
< 20	4Φ	5Φ	6Φ
≥ 20	5Φ	8Φ	*

Fonte: NBR 6118 (2014)

5.9.1.4 Verificação de punção (diagonal comprimida)

Bastos (2016) informa as formulações a seguir para realizar a verificação quanto a punção entre o muro e a sapata, onde se consideram as bielas inclinadas de 45°, conforme exigências da norma NBR 6118 (2014). Para calcular a tensão cisalhante atuante, utiliza-se a fórmula abaixo.

$$\tau_{sd} = \frac{\gamma_g(P_p + F_p)}{\mu_o d} \quad (112)$$

Sendo,

$$\mu_o = 2(h_o + 100) \quad (113)$$

Para calcular a tensão cisalhante resistente, Bastos (2016) apresenta a equação que deve ser utilizada:

$$\tau_{Rd2} = 0,27\alpha_v f_{cd} \quad (114)$$

Sendo,

$$\alpha_v = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (115)$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} \quad (116)$$

Para que a verificação quanto a punção (diagonal comprimida) se cumpra, é necessário que a relação abaixo seja obedecida.

$$\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd2} \quad (117)$$

5.9.1.5 Verificação de cortante

Campos (2015) orienta que, na prática, procura-se evitar o uso de armadura de cortante (cisalhamento) em sapatas por conta das limitações das tensões de força cortante, ou melhor, da capacidade do concreto pela força cortante. Sendo assim, aumenta-se a seção para não armar à cortante.

Bastos (2016) expõe que a verificação da força cortante será feita como nas lajes maciças, conforme o critério da NBR 6118 (2014), apresentado no item 1.6.8.1, com $b_w \geq 5d$, onde b_w é o comprimento da sapata paralelo à parede. As equações necessárias para realizar a verificação ao esforço cortante são apresentadas a seguir.

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd}k(1,2 + 40\rho_1) + 0,15\sigma_{cp}]b_wd \quad (118)$$

Sendo,

$$b_w \geq 5d$$

$$\tau_{Rd} = 0,25f_{ctd} \quad (119)$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{1,4} \quad (120)$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7f_{ctm} \quad (121)$$

$$f_{ctm} = 0,3f_{ck}^{2/3} \quad (122)$$

$$k = |1,6 - d| > 1 \quad (123)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{\gamma_g(P_p + F_p)}{A_c} \quad (124)$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s,principal}}{100d} \leq 0,02 \quad (125)$$

Para que a verificação ao esforço cortante seja cumprida e, conseqüentemente, dispensar a armadura transversal, necessário que a relação a seguir seja cumprida.

$$V_{sd} \leq V_{Rd1} \quad (126)$$

Onde,

$$V_{sd} = 1,4V_{fp} \quad (127)$$

5.10 MATERIAIS DA ALVENARIA ESTRUTURAL PROTENDIDA

O muro de contenção em alvenaria estrutural protendida utiliza blocos, argamassa, graute, cabos de protensão e outros materiais, como os de impermeabilização. As características de cada material são substancialmente importantes para poder ser realizado um projeto que contemplem os requisitos necessários de resistência, durabilidade e segurança. As unidades de alvenaria, geralmente blocos de função estrutural, podem ser feitas de cerâmica, solo-cimento, concreto, sílico-calcário (areia e cal), pedra ou vidro, porém neste trabalho serão utilizados apenas blocos de concreto para a composição do muro de contenção.

5.10.1 Blocos de concreto

Os blocos de concreto entraram no mercado brasileiro em meados da década de 1970. Os materiais constituintes são: areia, pedra, cimento, água e aditivos para aumentar a coesão da mistura ainda fresca. Os blocos de concreto são unidades estruturais vazadas, vibrocompactadas e produzidas por indústrias de pré-fabricação de concreto, encontrados no Brasil com diferentes geometrias e resistências à compressão. Por definição, o termo bloco vazado é utilizado quando a unidade possui uma área líquida igual ou inferior a 75% da área bruta¹². Normalmente, são unidades vazadas, com dois ou três furos, com formato cônico para facilitar a retirada da fôrma, após a compactação, apresentando uma resistência que varia entre 4,0 MPa e 20 MPa. O processo de produção é feito por vibrocompactação e, em seguida, com cura feita ao ar ou em uma câmara úmida com a opção de aquecimento, com o objetivo de acelerar a cura. Quando a cura é normal, a duração é de aproximadamente 1 mês para obter a resistência necessária para o uso estrutural. Quando a cura é a vapor, a duração é reduzida para 3 dias, porém, devido os problemas de retração, só podem ser usados em construções após 14 dias.

As unidades são especificadas de acordo com as dimensões nominais, ou seja, dimensões comerciais apresentadas pelos fabricantes, múltiplas do módulo M=10 cm e seus submódulos 2M x 2M x 4M (L x H x C) e as dimensões reais verificadas diretamente no bloco. A NBR 6136 (2014) fixa os requisitos para a classificação dos blocos vazados de concreto e apresenta estas classificações gerais de uso divididas em classes:

¹² MOHAMAD, Gihad. **Construções em Alvenaria Estrutural**. 2015, p. 96.

Classe A: blocos com função estrutural, para uso em elementos de alvenaria acima ou abaixo do nível do solo;

Classe B: blocos com função estrutural, para uso em elementos de alvenaria acima do nível do solo;

Classe C: blocos com e sem função estrutural, para uso em elementos de alvenaria acima do nível do solo.

Mohamad (2015) informa que os blocos de concreto devem apresentar aspecto homogêneo, serem compactos, terem arestas vivas e serem livres de trincas ou outras imperfeições que possam prejudicar o seu assentamento, ou as características mecânicas e de durabilidade da estrutura. Os blocos de concreto devem estar de acordo com as dimensões estabelecidas no acordo entre fornecedor e comprador, sendo que estas dimensões nominais devem corresponder com as medidas constantes modulares e submodulares apresentadas pela NBR 6136 (2014), conforma a tabela a seguir.

Tabela 23: Dimensões Nominais

Família		20×40	15×40	15×30	12,5×40	12,5 × 25	12,5×37,5	10×40	10×30	7,5×40
Medida nominal (mm)	Largura (mm)	190	140		115			90		65
	Altura (mm)	190	190	190	190	190	190	190	190	190
	Comprimento (mm)	Inteiro	390	390	290	390	240	365	390	290
		Meio	190	190	140	190	115	–	190	140
		2/3	–	–	–	–	–	240	–	190
		1/3	–	–	–	–	–	115	–	90
		Amarração L	–	340	–	–	–	–	–	–
		Amarração T	–	540	440	–	365	–	–	290
		Compensador A	90	90	–	90	–	–	90	–
		Compensador B	40	40	–	40	–	–	40	–
		Canaleta inteira	390	390	290	390	240	365	390	290
		Meio canaleta	190	190	140	190	115	–	190	140

Fonte: NBR 6136 (2014)

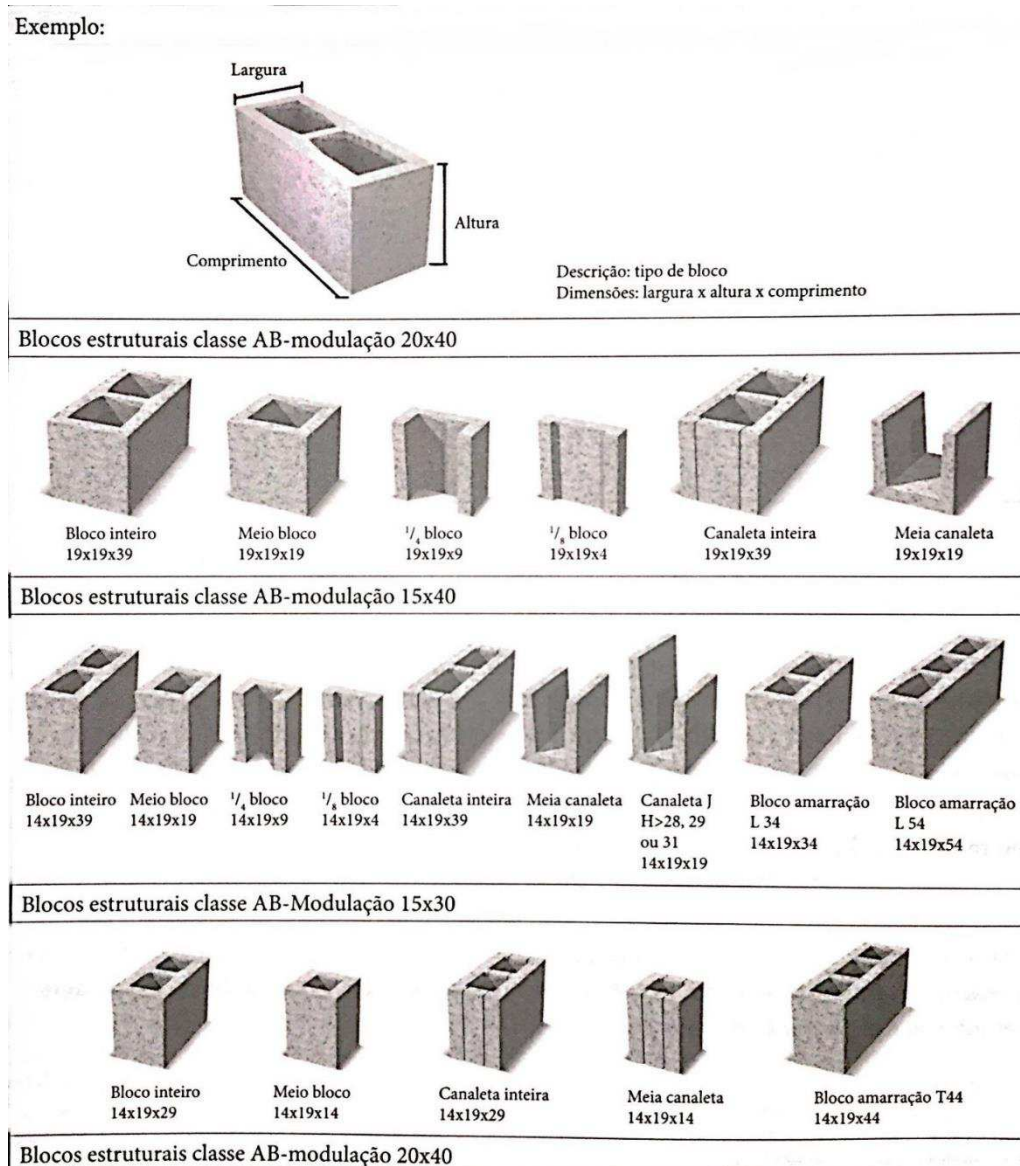
Pequenos desvios dimensionais podem ser aceitos, desde que estejam dentro dos limites estabelecidos pela NBR 6136 (2014), conforma tabela a seguir. Este controle de qualidade é importante para que não ocorram problemas com a modulação que foi prevista no projeto e não comprometa a racionalização do processo construtivo.

Tabela 24: Tolerâncias máximas de fabricação

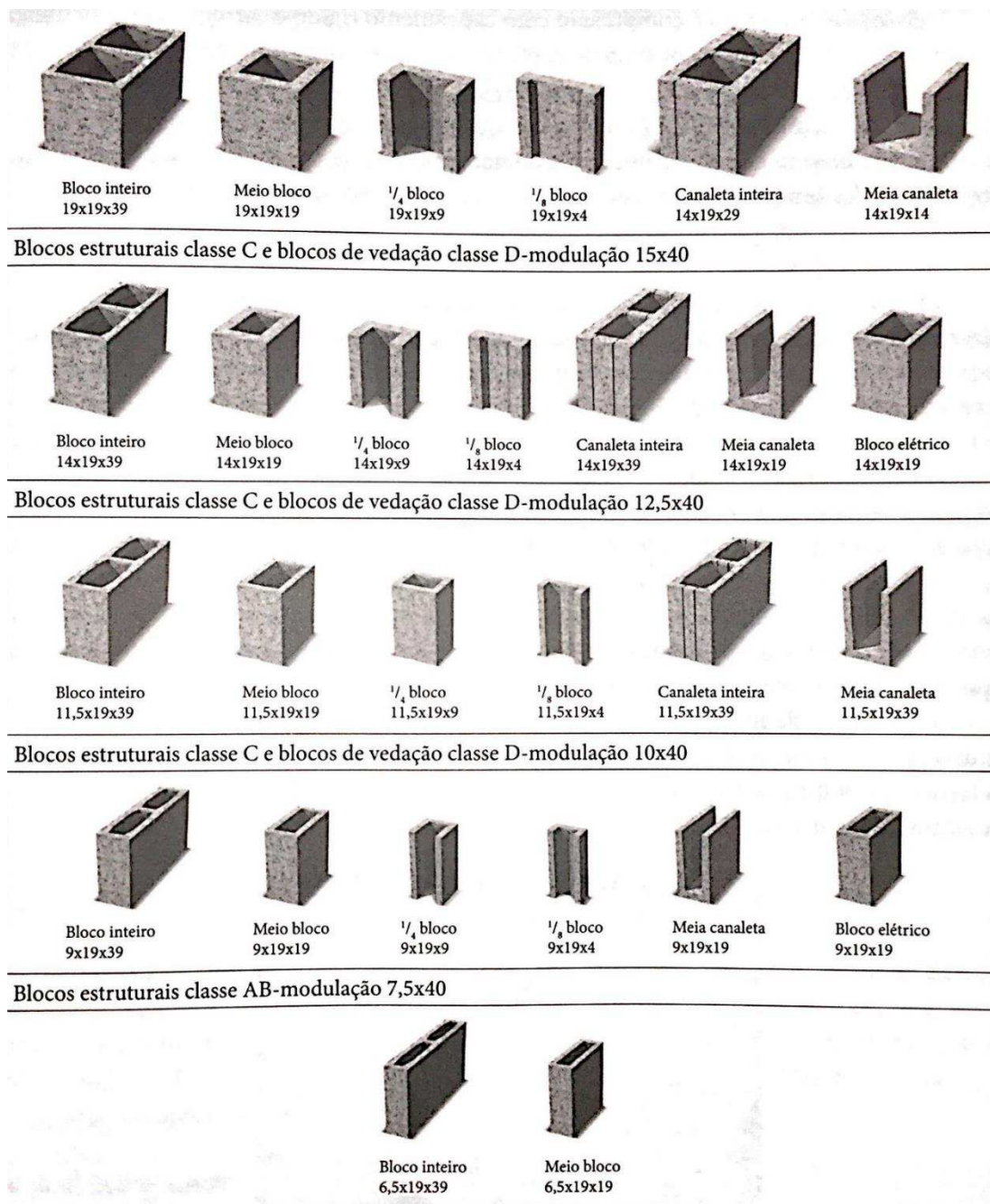
Dimensão	Tolerância (mm)
Largura (l)	± 2
Altura (H)	± 3
Comprimento (C)	± 3

Fonte: NBR 6136 (2014)

Existe uma grande variedade de componentes usuais em blocos de concreto, sendo os principais ilustrados nas figuras a seguir.

Figura 34: Blocos de Concreto Estruturais e de Vedação

Fonte: Guilherme Parsekian (2013)

Figura 35: Blocos de Concreto Estruturais e de Vedação (continuação)

Fonte: Guilherme Parsekian (2013)

A espessura mínima para qualquer parede do bloco deve estar de acordo com a tabela a seguir da norma NBR 6136 (2014), onde a tolerância das medidas permitidas é de $\pm 1,0$ mm para cada valor individual.

Tabela 25: Designação por classe, largura dos blocos e espessura mínima das paredes dos blocos

Classe	Largura nominal mm	Paredes longitudinais ^a mm	Paredes transversais	
			Paredes ^a mm	Espessura equivalente ^b mm/m
A	190	32	25	188
	140	25	25	188
B	190	32	25	188
	140	25	25	188
C	190	18	18	135
	140	18	18	135
	115	18	18	135
	90	18	18	135
	65	15	15	113
^a Média das medidas das paredes tomadas no ponto mais estreito				
^b Soma das espessuras de todas as paredes transversais aos blocos (em milímetros), dividida pelo comprimento nominal do bloco (em metros).				

Fonte: NBR 6136 (2014)

A absorção de água dos blocos está relacionada com o potencial de retração e, consequentemente, com a durabilidade com componente. Segundo Mohamad (2015), quanto mais denso for o bloco, menor será sua taxa de absorção. Uma alta taxa de absorção indica que o bloco irá absorver muita água da argamassa que endurecerá, resultando em aderência ruim, sendo necessário utilizar argamassas com maior retenção de água ou molhar levemente a superfície de assentamento do bloco. Portanto, é necessário cumprir os requisitos de absorção impostos pela norma NBR 6136 (2014) que estão discriminados na tabela 26.

A resistência à compressão é a característica principal do bloco de concreto para ser utilizado em alvenaria estrutural. A resistência característica à compressão axial do bloco f_{bk} deve atingir os requisitos mínimos previstos na norma NBR 6136 (2014), que são apresentados na tabela 26. Parsekian (2002) preconiza uma correlação empírica praticada em projetos utilizando blocos de concreto que relaciona a resistência característica à compressão axial do bloco f_{bk} , com a resistência à compressão do prisma f_{pk} , sendo o prisma formado por dois blocos, assentados com junta de argamassa de 10 mm, com tolerância de mais ou menos 3 mm.

$$f_{pk} = n f_{bk} \quad (128)$$

Onde,

$n = 0,9$ para blocos com $f_{bk} = 4$ MPa;

$n = 0,8$ para blocos com $4 \text{ MPa} < f_{bk} \leq 6 \text{ MPa}$;

$n = 0,7$ para blocos com $6 \text{ MPa} < f_{bk} \leq 8 \text{ MPa}$;

$n = 0,6$ para blocos com $f_{bk} > 8 \text{ MPa}$.

A retração dos blocos diz respeito à evaporação da água excedente que foi utilizada na preparação do bloco de concreto que gera forças capilares durante o processo de secagem equivalente a uma compressão isotrópica de massa, produzindo uma redução de volume. Parsekian (2013) ressalta que o controle dessa retração é importante, pois podem ocorrer fissuras em alvenarias compridas, e o encurtamento de muros muito altos pode afetar o desempenho estrutural do elemento. A NBR 6136 (2014) despreza as solicitações devidas à retração em blocos de concreto cuja retração seja inferior a 0,065%, do contrário, é imperativo a consideração desse efeito.

Tabela 26: Requisitos para resistência característica à compressão, absorção e retração

Classificação	Classe	Resistência característica à compressão axial ^a MPa	Absorção %				Retração ^d %
			Agregado normal ^b		Agregado leve ^c		
			Individual	Média	Individual	Média	
Com função estrutural	A	$f_{bk} \geq 8,0$	$\leq 8,0$	$\leq 6,0$	$\leq 16,0$	$\leq 13,0$	$\leq 0,065$
	B	$4,0 \leq f_{bk} < 8,0$	$\leq 10,0$	$\leq 8,0$			
Com ou sem função estrutural	C	$f_{bk} \geq 3,0$	$\leq 12,0$	$\leq 10,0$			

^a Resistência característica à compressão axial obtida aos 28 dias.

^b Blocos fabricados com agregado normal.(ver definição na ABNT NBR 9935).

^c Blocos fabricados com agregado leve. .(ver definição na ABNT NBR 9935).

^d Ensaio facultativo.

Fonte: NBR 6136 (2014)

5.10.2 Argamassa

As argamassas são elementos fundamentais para a alvenaria estrutural, pois elas garantem o monolitismo e a solidez necessária ao muro, transmitindo todas as ações verticais e horizontais atuantes de forma a solidarizar as unidades de alvenaria, criando uma estrutura única. Além da propriedade de unir os blocos e diminuir as deformações concentradas, as argamassas possuem capacidade de resistência à compressão, possuindo, portanto, requisitos tanto para o estado fresco, como para o estado endurecido, conforme a tabela 27. Segundo Parsekian (2013), a argamassa apresenta uma influência determinante na aderência bloco-argamassa que reflete na resistência de tração e inicial de cisalhamento da alvenaria, esforços que ocorrem principalmente quando há forças laterais como de empuxo no muro de contenção. Quando há uma grande carga de compressão sobre a alvenaria, a resistência ao cisalhamento e à flexão pode ser garantida também pela pré-compressão existente da força de protensão, não sendo a aderência do bloco-argamassa o único mecanismo que garante resistência. Pode-se dizer que a resistência da argamassa é determinante em casos em que se tem a ação lateral predominante sobre a ação vertical.

Tabela 27: Requisitos para a argamassa no estado fresco e endurecido

Estado Fresco	Estado endurecido
Consistência	Resistência à Compressão
Retenção de Água	Aderência Superficial
Coesão da Mistura	Durabilidade
Exsudação	Capacidade de acomodar deformações (resiliência)

Fonte: Gihad Mohamad (2015)

As argamassas são compostas por cimento, areia, cal e água suficiente para produzir uma mistura de boa trabalhabilidade.

O cimento utilizado, em geral, é o cimento Portland comum que, segundo Mohamad (2015), quanto maior a proporção de cimento da argamassa, no estado fresco, maior será a exsudação diminuindo o tempo de endurecimento e aumentando o efeito da retração e da coesão, já no estado endurecido acarretará no aumento de resistência à compressão e da aderência superficial, bem como a diminuição na capacidade de acomodar as deformações.

A areia é o agregado inerte na mistura e tem a função de reduzir a proporção dos aglomerantes, bem como diminuir os efeitos nocivos do excesso de cimento. Com o ensaio de análise granulométrica é possível determinar o tamanho dos grãos de areia por meio das porcentagens retidas ou passantes em cada peneira. A distribuição dos grãos pode influenciar as propriedades da argamassa no estado fresco, como a consistência, a coesão e a retenção de água e pode influenciar, também, nas propriedades no estado endurecido, como a porosidade, permeabilidade e a densidade.¹³ A NBR 7211 (2009) fixa os limites das porcentagens, em massa, retida acumulada de agregado miúdo para a classificação da areia por meio de zonas granulométricas para que possam ser utilizadas em argamassas de assentamento de alvenaria estrutural. As zonas de classificação são apresentadas na tabela a seguir.

Tabela 28: Limites da distribuição granulométrica do agregado miúdo

Peneira com abertura de malha (ABNT NBR NM ISO 3310-1)	Porcentagem, em massa, retida acumulada			
	Limites inferiores		Limites superiores	
	Zona utilizável	Zona ótima	Zona ótima	Zona utilizável
9,5 mm	0	0	0	0
6,3 mm	0	0	0	7
4,75 mm	0	0	5	10
2,36 mm	0	10	20	25
1,18 mm	5	20	30	50
600 µm	15	35	55	70
300 µm	50	65	85	95
150 µm	85	90	95	100
NOTAS 1 O módulo de finura da zona ótima varia de 2,20 a 2,90. 2 O módulo de finura da zona utilizável inferior varia de 1,55 a 2,20. 3 O módulo de finura da zona utilizável superior varia de 2,90 a 3,50.				

Fonte: NBR 7211 (2009)

A cal é utilizada na composição da argamassa para possibilitar, no estado fresco, um aumento de trabalhabilidade, retenção de água e coesão. Geralmente, se utiliza cal hidratada para gerar a diminuição da exsudação e retração durante o processo de secagem. No estado endurecido, o aumento da proporção de cal provoca um aumento na aderência superficial, na capacidade de deformação e da resistência no tempo. Mohamad (2015) informa que para a cal se torne utilizável em argamassa de alvenarias é necessário possuir uma porcentagem de componentes ativos C_aO e M_gO superior a 88%.

¹³ MOHAMAD, Gihad. **Construções em Alvenaria Estrutural**. 2015, p. 104

A água é o elemento necessário para que ocorra a reação com todos os outros componentes da argamassa. De acordo com Mohamad (2015), a quantidade de água deve ser tal que garanta boa produtividade no assentamento, sem causar a segregação dos constituintes. A água deve ser cristalina e isenta de produtos orgânicos. A adição de água durante o assentamento da alvenaria, para repor a água evaporada e manter constante sua fluidez, deve ser feita com cuidado e, sempre que possível, deve ser evitada. A tabela 29 apresenta a influência dos materiais constituintes nas propriedades da argamassa.

A forma como as argamassas são classificadas e identificadas está relacionada com o volume relativo dos materiais (traço). Por exemplo, uma argamassa 1:2:9, tem volume de cal duas vezes maior que o de cimento e volume de areia 9 vezes maior que o de cimento. A classificação, especificação e os procedimentos de ensaios de argamassas são relatados no conjunto de normas NBR 13276 até 13281. A NBR 13281 (2005) instrui que a argamassa deve ser classificada conforme sete diferentes requisitos:

- Resistência à compressão: classificação P1 a P6;
- Densidade de massa aparente no estado endurecido: classificação M1 a M6;
- Resistência à tração na flexão da argamassa: R1 a R6;
- Coeficiente de capilaridade: C1 a C6;
- Densidade de massa no estado fresco: D1 a D6;
- Retenção de água: U1 a U6;
- Resistência potencial de aderência à tração: A1 a A6.

A argamassa é classificada como uma combinação desses requisitos, por exemplo, Argamassa P2, M1, R5, C4, D6, U3, A4.

Tabela 29: Influência dos materiais constituintes nas propriedades da argamassa

	Propriedade	Materiais				
		Cimento	Cal	Areia Grossa	Areia Fina	Água
Estado Fresco	Fluidez	+	+	0	0	++
	Plasticidade	+	++	-	+	0
	Coesão	+	++	-	+	0
	Retentividade	+	++	-	+	0
Estado Endurecido	Aderência	+	++	-	+	+
	Durabilidade na Aderência	-	++	0	0	0
	Resistência à Compressão	++	-	+	-	-

Legenda: +:indica que aumenta; ++: indica um aumento considerável; -: indica que diminui; 0: indica que tem pouca influência

Fonte: Gihad Mohamad (2015)

Parsekian (2013) informa que, normalmente, recomenda-se uma faixa de especificação para a resistência à compressão da argamassa f_a em relação à resistência à compressão do bloco de concreto f_{bk} .

$$f_a = (0,7 \text{ a } 1,5)f_{bk} \quad (129)$$

Utiliza-se 0,7 (limite mínimo) quando a carga vertical é predominante em relação à ação lateral e, à medida que a ação lateral vai se tornando mais atuante, utiliza-se um valor maior que 0,7 de acordo com a situação de projeto e da estrutura. Quando a ação lateral é praticamente o esforço total atuante e ocorre em ambientes agressivos, como o caso de muros de contenção, utiliza-se o valor de 1,5 (limite máximo).

A tabela a seguir traz indicações de alguns traços discriminando sua resistência e sua recomendação de uso.

Tabela 30: Alguns traços, resistência à compressão e uso de argamassas de cimento, cal e areia

Traço (cimento:cal:areia) em volume	Resistência à compressão esperada aos 7 dias (MPa)	Resistência à compressão esperada aos 28 dias (MPa)	Uso recomendado
1: 0,25: 2,5	9 a 11	14 a 17,5	Argamassa de alta resistência e, consequentemente, baixa deformabilidade, recomendada apenas para alvenaria de resistência muito elevada (blocos acima de 20 MPa). Pode eventualmente ser necessária para elementos enterrados e ambientes muito agressivos com presença de sulfatos.
1: 0,5: 3,5 a 4,5	5 a 7,5	8,5 a 12,5	Uso geral em elementos em contato com o solo e os que estão sujeitos a ações laterais predominantes.
1: 1: 4,5 a 6,0	2 a 3	3,5 a 5	Resistência à compressão moderada e boa deformabilidade. Recomendada para alvenarias não enterradas de resistência à compressão média e ação lateral não predominante (blocos até 6 MPa).
1: 2: 9	1 a 1,5	2 a 2,5	Baixa resistência à compressão, adequada apenas para alvenaria de vedação ou eventualmente para reparo de edificações históricas.
1: 3: 12	0,2 a 0,3	0,4 a 0,5	Baixa resistência à compressão, eventualmente adequada apenas para alvenaria de vedação ou, ainda, para reparo de edificações históricas.

Fonte: Guilherme Parsekian (2013)

5.10.3 Graute

O graute para alvenaria é uma mistura de cimento, agregado e água com suficiente fluidez (alto *slump*) para preencher os vazios verticais e horizontais dos blocos completamente e sem separação dos componentes, aumentando a resistência e permitindo a aderência da armadura. As principais diferenças entre graute em relação ao concreto são o alto *slump* e elevada relação água/cimento. A consistência muito fluida é necessária porque os vazados a serem grauteados geralmente são pequenos, com possibilidade ainda de haver saliências de argamassa na seção grauteada, e ainda porque os blocos normalmente absorvem a água muito rápido após o lançamento, na prática reduzindo a relação água/cimento do graute. Parsekian (2013) instrui que o *slump* do graute deve ser ajustado levando-se em conta a absorção do bloco e as características ambientais de temperatura e umidade, sendo o *slump* de 20 cm adequado para blocos de absorção moderada e espaços a serem grauteados relativamente maiores, enquanto o *slump* de 25 cm (ou mais) é necessário para blocos de alta absorção e quando a área da seção a ser grauteada é muito pequena.

Mohamad (2015) apresenta as principais propriedades do graute nos estados fresco e endurecido:

- Consistência: a mistura deve apresentar coesão e, ao mesmo tempo, ter fluidez suficiente para preencher todos os furos dos blocos;
- Retração: a retração não deve ser tal que possa ocorrer separação entre o graute e as paredes internas dos blocos;
- Resistência à compressão: a resistência à compressão do graute, combinada com as propriedades mecânicas dos blocos e da argamassa, definirá as características à compressão da alvenaria.

Os grautes são compostos por cimento, areia, pedriscos, água e, em certos casos, pode ser adicionada cal na mistura para diminuir sua rigidez. As tabelas a seguir indicam as granulometrias para as areias e pedriscos, com porcentagens retidas acumuladas.¹⁴

¹⁴ MOHAMAD, Gihad. **Construções em Alvenaria Estrutural**. 2015, p. 112

Tabela 31: Faixas granulométricas recomendadas para areias

Abertura da peneira (mm)	Tipo 1	Tipo 2
9,5	0	0
4,8	0-5	0
2,4	0-20	0-5
1,2	15-50	0-30
0,6	40-75	25-60
0,3	70-90	65-90
0,15	90-98	85-98
0,075	95-100	95-100

Fonte: Gihad Mohamad (2015)

Tabela 32: Faixa granulométrica recomendada para pedriscos

Abertura da peneira (mm)	Tipo Único
12,5	0
9,5	0-15
4,8	70-90
2,4	90-100
1,2	95-100

Fonte: Gihad Mohamad (2015)

O graute deve ser dosado para que atinja as características físicas e mecânicas necessárias para o bom desempenho estrutural do muro de contenção. Mohamad (2015) sugere traços clássicos de graute utilizados em obras de alvenaria estrutural, conforme tabela a seguir.

Tabela 33: Proporções recomendadas para dosagem do graute em volume e materiais secos

	Materiais Constituintes		
	Cimento	Areia	Pedrisco
Sem pedrisco	1	3 a 4	-
Com pedrisco	1	2 a 3	1 a 2

Fonte: Gihad Mohamad (2015)

Parsekian (2013) também sugere alguns traços ensaiados de grautes que utilizam cal em sua composição de volume, conforme tabela a seguir.

Tabela 34: Traços ensaiados de grautes utilizando cal

Traço (volume) cimento: cal: areia: brita 0	Água/Cimento	Resistência característica à compressão (MPa)	Slump (cm)
1:0,1:2,4:2,2	0,7	17,6	22±1
1:0,1:1,8:1,8	0,62	23,1	
1:0,1:1,5:1,6	0,58	25,4	
1:0,1:1,0:1,3	0,45	35,9	

Fonte: Guilherme Parsekian (2013)

5.10.4 Armaduras

As armaduras utilizadas no projeto completo do muro de contenção em alvenaria protendida são: as armaduras passivas (barras ou fios de aço) e as armaduras ativas (cabos de protensão). As armaduras passivas serão barras de aço utilizadas para armar a fundação do muro que consiste em uma fundação superficial do tipo sapata corrida em concreto armado. As armaduras ativas são cordoalhas que serão protendidas para eliminar os esforços de tração que ocorrem no muro de contenção e possibilitar sua resistência aos esforços de empuxo.

5.10.4.1 Barras ou Fios de Aço

As barras de aço utilizadas em concreto armado para as fundações são do tipo CA-50 ou CA-60. A NBR 7480 (2007) fixa as condições exigíveis na encomenda, fabricação e fornecimento de barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado. Segundo a NBR 7480 (2007), classificam-se como barras os produtos de diâmetro nominal 6,3 mm ou superior, obtidos exclusivamente por laminação a quente, sem processo posterior de deformação mecânica, sendo permitido o endireitamento do material produzido em rolos. De acordo com o valor característico da resistência de escoamento, as barras de aço são classificadas nas categorias: CA-25 e CA-50. Os fios são aqueles de diâmetro nominal 10 mm ou inferior, obtidos a partir de fio-máquina por trefilação ou laminação a frio. Segundo o valor característico da resistência de escoamento, os fios são classificados na categoria CA-60. A tabela 33 apresenta a classificação e a tabela 34 traz um resumo das propriedades mecânicas exigidas para barras e fios de aço destinados a armaduras de concreto armado.

Tabela 35: Diâmetros nominais

BARRAS $\varnothing \geq 5$ Laminação a Quente									
CA - 25 CA - 50									
6,3	8	10	12,5	16	20	22	25	32	40

FIOS $\varnothing \leq 10$ Laminação a Frio												
CA - 60												
2,4	3,4	3,8	4,2	4,6	5,0	5,5	6,0	6,4	7,0	8,0	9,5	10

Fonte: NBR 7480 (2007)

Tabela 36: Propriedades mecânicas exigíveis de barras e fios de aço destinados a armaduras de concreto armado

Categoria	Valores mínimos de tração				Ensaio de dobramento a 180 °		Aderência	
	Resistência característica de escoamento ^a	Limite de resistência ^b	Alongamento após ruptura em 10 Φ ^c	Alongamento total na força máxima ^d	Diâmetro do pino mm		Coeficiente de conformação superficial mínimo η	
	f_{yk} MPa ^e	f_{st} MPa ^f	A %	A_{gt} %	$\phi < 20$	$\phi \geq 20$	$\Phi > 10$ mm	$\Phi \geq 10$ mm
CA-25	250	1,20 f_y	18	-	2 ϕ	4 ϕ	1,0	1,0
CA-50	500	1,08 f_y	8	5	3 ϕ	6 ϕ	1,0	1,5
CA-60	600	1,05 f_y ^c	5	-	5 ϕ	-	1,0	1,5

^a Valor característico do limite superior de escoamento f_{yk} da ABNT NBR 6118 obtido a partir do LE ou δ_e da ABNT NBR ISO 6892.

^b O mesmo que resistência convencional à ruptura ou resistência convencional à tração (LR ou δ_t da ABNT NBR ISO 6892).

^c Φ é o diâmetro nominal, conforme 3.4.

^d O alongamento deve ser atendido através do critério de alongamento após ruptura (A) ou alongamento total na força máxima (A_{gt}).

^e Para efeitos práticos de aplicação desta Norma, pode-se admitir 1 MPa = 0,1 kgf/mm².

^f f_{st} mínimo de 660 MPa.

Fonte: NBR 7480 (2007)

5.10.4.2 Cabos de Protensão

De acordo com Veríssimo e Lenz (1998), os aços usados no concreto protendido caracterizam-se por elevada resistência e pela ausência de patamar de escoamento. São sensivelmente mais econômicos que os aços normalmente empregados nas construções com concreto armado, já que sua resistência pode ser, aproximadamente, até três vezes maior. Os aços de alta resistência podem ser fornecidos também em grandes comprimentos, na forma de

fios ou cordoalhas, evitando-se assim os problemas relacionados com emendas da armadura em peças estruturais de grandes dimensões. A NBR 7482 (2008) regulamenta as características e propriedades dos fios de aço para concreto protendido e a NBR 7483 (2008) regulamenta as características e propriedades das cordoalhas de aço para concreto protendido. Os aços de protensão podem possuir duas modalidades de tratamento: relaxação baixa (RB) ou relaxação normal (RN). Aços de relaxação baixa são aços estabilizados que recebem um tratamento termomecânico que melhora as características elásticas e reduz as perdas de protensão por relaxação. Aços de relaxação normal são aços aliviados retificados por um tratamento térmico que alivia as tensões internas de trefilação.

De acordo com a NBR 7482 (2008), os fios de protensão podem ser relaxação baixa (RB) ou relaxação normal (RN) e estão divididos em três categorias de resistência característica à ruptura por tração f_{ptk} de 150, 160 ou 170 kN/cm². Disponíveis nos diâmetros de 4, 5, 6, 7 ou 8 mm. O valor médio do módulo de elasticidade para os fios de protensão é de 210 GPa. As tabelas a seguir apresentam as características dos fios de relaxação normal e de relaxação baixa.

Tabela 37: Características dos fios com relaxação normal - RN

Designação ^(A)	Diâmetro nominal do fio	Tolerância no diâmetro	Área da seção nominal	Massa nominal	Limite de resistência à tração mín.	Tensão a 1% de alongamento mín. ^(B)	Alongamento após ruptura (em 10 d)		Número de dobramentos ^(C)	Relaxação máxima após 1000 h a 20°C para tensão inicial de							
	(mm)						(mm ²)	(kg/1000 m)		(MPa)	(MPa)	Total	Fora da zona de estricção	(min.) (%)	(min.)	70%	80%
																do limite de resistência mínimo especificado	(%)
CP-150 RN 8	8	± 0,05	50,3	395	1500	1280	6	2	3	5	8,5						
CP-160 RN 8	8				1600	1360	5										
CP-150 RN 7	7		38,5	302	1500	1280	6										
CP-160 RN 7	7				1600	1360	5										
CP-150 RN 6	6		28,3	222	1500	1280	6										
CP-160 RN 6	6				1600	1360	5										
CP-150 RN 5	5		19,6	154	1500	1280	6										
CP-160 RN 5	5				1600	1360	5										
CP-160 RN 4	4		12,6	98,7	1600	1360	5										
CP-170 RN 4	4				1700	1490	5										

^(A) Os três dígitos constantes na designação correspondem ao limite mínimo da resistência à tração na antiga unidade kgf/mm². Para os efeitos desta Norma, considera-se 1 kgf/mm² = 10 MPa.

^(B) O valor mínimo da tensão a 1% de alongamento é considerado equivalente à tensão a 0,2% de deformação permanente e corresponde a 85% do limite mínimo da resistência especificado.

^(C) Para os fios entalhados, o número mínimo de dobramentos alternados é de dois.

Fonte: NBR 7482 (2008)

Tabela 38: Características dos fios com relaxação baixa - RB

Designação ^(A)	Diâmetro nominal do fio	Tolerância no diâmetro	Área da seção nominal	Massa nominal	Limite de resistência à tração mín.	Tensão a 1% de alongamento mín. ^(B)	Alongamento após ruptura (em 10 d)		Número de dobramentos ^(C)	Relaxação máxima após 1000 h a 20°C para tensão inicial de					
	(mm)						(mm²)	(kg/1000 m)		(MPa)	(MPa)	Total	Fora da zona de estricção	70%	80%
														(mín.) (%)	(mín.)
CP-150 RB 8	8	± 0,05	50,3	395	1500	1350	6	2	3	2	3				
CP-160 RB 8	8				1600	1440	5								
CP-150 RB 7	7		38,5	302	1500	1350	6								
CP-160 RB 7	7				1600	1440	5								
CP-150 RB 6	6		28,3	222	1500	1350	6								
CP-160 RB 6	6				1600	1440	5								
CP-150 RB 5	5		19,6	154	1500	1350	6								
CP-160 RB 5	5				1600	1440	5								
CP-160 RB 4	4		12,6	98,7	1600	1440	5								
CP-170 RB 4	4				1700	1580	5								

^(A) Os três dígitos constantes na designação correspondem ao limite mínimo da resistência à tração na antiga unidade kgf/mm². Para os efeitos desta Norma, considera-se 1 kgf/mm² = 10 MPa.

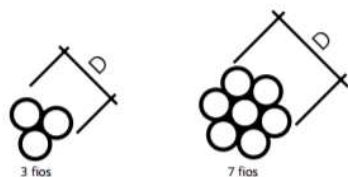
^(B) O valor mínimo da tensão a 1% de alongamento é considerado equivalente à tensão a 0,2% de deformação permanente e corresponde a 90% do limite mínimo da resistência especificado.

^(C) Para os fios entalhados, o número mínimo de dobramentos alternados é de dois.

Fonte: NBR 7482 (2008)

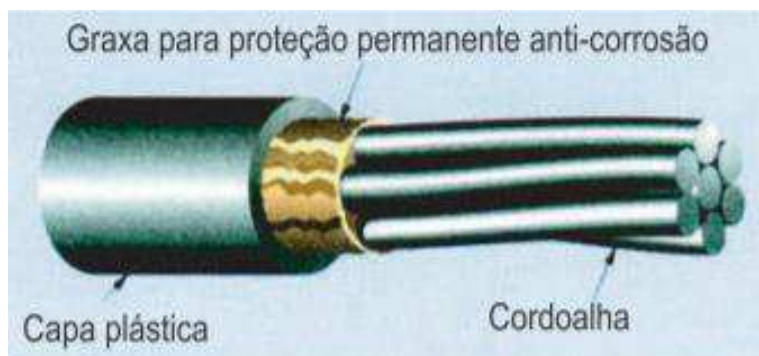
A designação de um fio de protensão carrega as características do mesmo, por exemplo, um fio CP-160 RB 8 é um fio para concreto protendido (CP) com resistência característica mínima à ruptura por tração f_{ptk} igual a 160 kN/cm² (1750 MPa), de relaxação baixa e com diâmetro nominal de 8 mm.

As cordoalhas são fios enrolados em forma de hélice podendo ser de 3 ou 7 fios, conforme consta na norma NBR 7483 (2008). A cordoalha de 3 fios é constituída de três fios de mesmo diâmetro nominal, encordoados juntos, numa forma helicoidal, com um passo uniforme. A cordoalha de 7 fios é constituída de seis fios de mesmo diâmetro nominal, encordoados juntos, numa forma helicoidal, com um passo uniforme, em torno de um fio central. O diâmetro da cordoalha é o diâmetro da circunferência que a circunscreve.¹⁵

Figura 36: Diâmetro nominal de cordoalhas de 3 e 7 fios

Fonte: Catálogo ArcelorMittal (2015)

¹⁵ ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 7483: Cordoalhas de aço para estruturas de concreto protendido — Especificação**. 2008, p.1

Figura 37: Cordoalha de 7 fios plastificada

Fonte: Catálogo Alga Brasil (2006)

Quanto à resistência, as cordoalhas se classificam em dois tipos: de 190 kN/cm² e de 210 kN/cm². Para efeitos da norma, considera-se 1 kgf/mm² = 9,81 MPa. As cordoalhas de 3 e 7 fios são produzidas sempre na condição de relaxação baixa (RB). As cordoalhas possuem um módulo de elasticidade ligeiramente menor que o dos fios, pois durante o carregamento, os fios que constituem a cordoalha se acomodam, mascarando a deformação, portanto a NBR 7483 (2008) preconiza o valor de 200 GPa para o módulo de elasticidade das cordoalhas. A tabela a seguir apresenta as características das cordoalhas de 3 e 7 fios com relaxação baixa.

Tabela 39: Características das cordoalhas de 3 e 7 fios com relaxação baixa - RB

Categoria	Número de fios	Designação ^a	Diâmetro nominal da cordoalha mm	Tolerância no diâmetro nominal mm	Área da seção de aço da cordoalha mm ²			Massa nominal Kg / 1 000 m	Carga mínima de ruptura kN	Carga mínima ^a a 1 % de alongamento kN	Alongamento total mínimo ^c após ruptura %	Relaxação máxima após 1 000 h ^d %
					Mínimo	Nominal	Máximo					
RB 190	7 fios	CP 190 RB 9,5	9,5	-0,2 / +0,4	54,9	56,2	57,3	441	102,3	92,1	3,5% min.	3,5% max.
		CP 190 RB 12,7	12,7		98,6	100,9	102,9	792	183,7	165,3		
		CP 190 RB 15,2	15,2		139,9	143,4	146,3	1.126	260,7	234,6		
	3 fios	CP 190 RB 3 x 3,0	3 x 3,00	+/-0,3	21,5	21,8	22,8	171	40,1	36,1		
		CP 190 RB 3 x 3,5	3 x 3,50		30,0	30,3	31,8	238	55,9	50,3		
		CP 190 RB 3 x 4,0	3 x 4,00		37,6	38,7	39,8	304	70,1	63,1		
		CP 190 RB 3 x 4,5	3 x 4,50		46,2	46,6	48,9	366	86,1	77,5		
		CP 190 RB 3 x 5,0	3 x 5,00		65,7	66,2	69,6	520	122,4	110,2		
	7 fios	CP 210 RB 9,5	9,5	-0,2 / +0,4	54,9	56,2	57,3	441	113,1	101,8		
		CP 210 RB 12,7	12,7		98,6	100,9	102,9	792	203,1	182,8		
		CP 210 RB 15,2	15,2		139,9	143,4	146,3	1.126	288,2	259,4		
	3 fios	CP 210 RB 3 x 3,0	3 x 3,00		21,5	21,8	22,8	171	44,3	39,9		
		CP 210 RB 3 x 3,5	3 x 3,50		30,0	30,3	31,8	238	61,8	55,6		
		CP 210 RB 3 x 4,0	3 x 4,00		37,6	38,7	39,8	304	77,5	69,7		
		CP 210 RB 3 x 4,5	3 x 4,50		46,2	46,6	48,9	366	95,2	85,7		
		CP 210 RB 3 x 5,0	3 x 5,00		65,7	66,2	69,6	520	135,3	121,8		

^a Os três dígitos constantes na designação correspondem ao limite mínimo da resistência à tração na unidade kgf/mm². Para os efeitos desta Norma, considera-se 1 kgf/mm² = 9,81 MPa.

^b Os valores da carga a 1% de alongamento são considerados equivalentes à carga a 0,2 % de alongamento permanente.

^c Base da medida: 600 mm mínimo.

^d Medida a 20 °C com aplicação de carga inicial aplicada de 80 % da carga de ruptura, conforme ABNT NBR 7484. Os resultados de relaxação após 1 000 h podem ser obtidos por extrapolação de ensaios de 100 h de duração.

NOTA Recomenda-se para cálculo estrutural a utilização do valor nominal da área.

Fonte: NBR 7483 (2008)

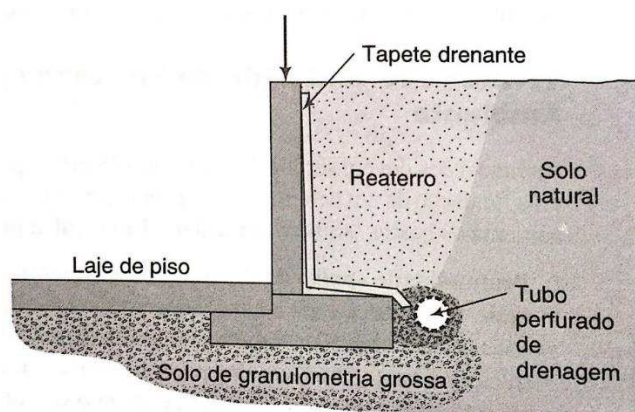
A designação das cordoalhas contém as informações das suas características, por exemplo, uma cordoalha CP-210 RB 9,5 significa que a cordoalha possui resistência característica mínima à ruptura por tração f_{ptk} igual a 210 kN/cm² (2100 MPa), de relaxação baixa e diâmetro nominal de 9,5 mm. Outro exemplo ilustrativo seria o CP-190 RB 3x3,5 que significa uma cordoalha que possui resistência característica mínima à ruptura por tração f_{ptk} igual a 190 kN/cm² (1900 MPa), de relaxação baixa, com 3 fios e com diâmetro nominal de 3,5 mm por fio.

5.10.5 Drenagem

Parsekian (2013) sugere para drenagem da água a utilização de mantas e tubos (barbacãs) a fim de impedir contato desta com o muro de contenção. As mantas podem ser de drenagem tipo geotêxtil ou de impermeabilização como papel *kraft*, com camada de betume, podendo ser utilizados em conjunto ou não, dependendo da aplicação. Tubos de drenagem podem ser alocados nas juntas de assentamento e servem para eliminar a água acumulada na face impermeabilizada.

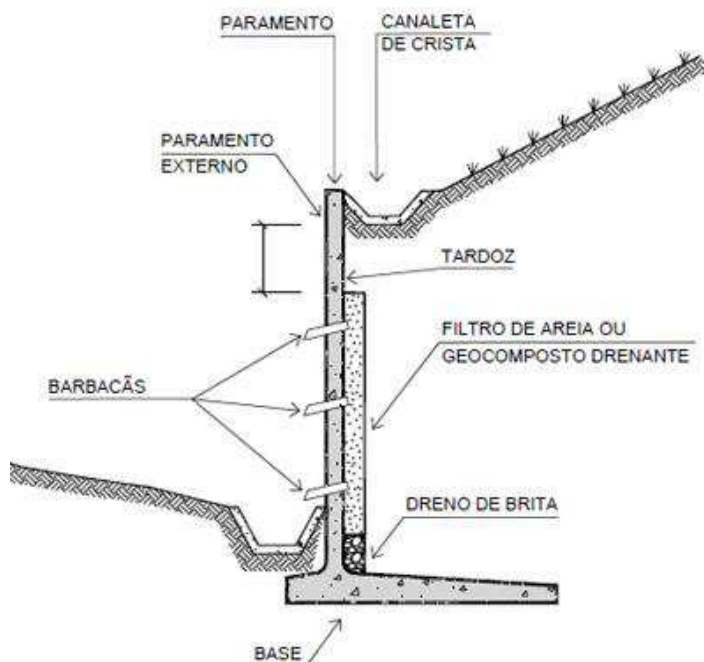
Caputo (1987) afirma que, normalmente, utilizam-se barbacãs de 100 cm² de seção, a cada 1m, que expulsam a água que foi drenada pelo filtro de areia ou geocomposto drenante, conforme figura 39. Porém, Budhu (2013) apresenta um esquema de drenagem subsuperficial bem eficiente que consiste em aplicar um tapete drenante na parede interna do muro de contenção para captar a água e conduzir até um tubo perfurado de drenagem paralelo à extensão do muro, conforme figura 38.

Figura 38: Drenagem subsuperficial de muro de contenção



Fonte: Muni Budhu (2013)

Figura 39: Drenagem de muro de contenção utilizando barbacãs



Fonte: Homero Caputo (1987)

5.10.6 Impermeabilização

A impermeabilização é executada através da aplicação de um revestimento ou membrana contínua de materiais estanques, ou quase estanques, sobre a face do muro de contenção para impedir a entrada de água. Alvenaria estrutural em contato com o solo ou com água exigem proteções de melhor qualidade, sendo necessário o uso de materiais que podem acomodar deformações que sejam duráveis. As argamassas de impermeabilização são providenciais e podem ser aplicadas em duas ou mais camadas em sentido cruzado.

Para a impermeabilização de fundações, o revestimento com esse tipo de argamassa começa abaixo do solo e se estende até uma altura acima deste, podendo ainda servir de base para uma segunda camada de proteção, como pintura asfáltica ou de outro tipo.¹⁶

¹⁶ PARSEKIAN, Guilherme. **Comportamento e Dimensionamento de Alvenaria Estrutural**. 2013, p. 224

5.11 EXECUÇÃO DE MURO DE ALVENARIA ESTRUTURAL PROTENDIDA

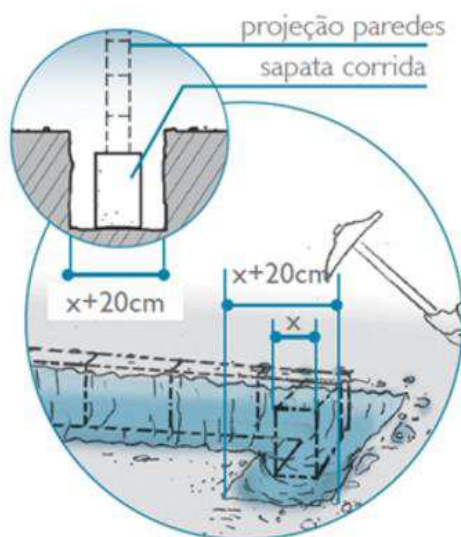
A execução de um muro de contenção em alvenaria estrutural protendida ocorre em 2 etapas: execução da sapata corrida em concreto armado, a execução da alvenaria estrutural protendida.

5.11.1 Execução da sapata corrida

O roteiro para execução de uma sapata corrida em concreto armado é apresentado a seguir em forma de itens e ilustrado através de imagens.

I. O primeiro passo para iniciar a execução da sapata corrida é através da Abertura de Valas. As valas devem ter dimensões iguais as da base da sapata e do comprimento do muro acrescidas de 20 cm, ou seja, as valas teriam dimensões $B+20\text{cm}$ e $L+20\text{cm}$. A profundidade vai depender da situação resistente do terreno (conforme relatório de sondagem), porém a profundidade da vala não deve ser inferior a 40 cm e nem ultrapassar o máximo 1,0 m.¹⁷

Figura 40: Abertura de Valas



Fonte: Mãos à Obra Pro v.1 (2013)

¹⁷ ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND. **Mãos à Obra Pro: volume 1**. 2013, p.155.

II. O segundo passo é o Apiloamento do fundo da vala que pode ser feito manualmente ou através de máquinas, com a função de uniformizar e compactar o fundo da vala sem, necessariamente, aumentar sua resistência.

III. Sobre o fundo das valas aplica-se o lastro de concreto magro com espessura mínima de 5 cm, com traço de 1:3:6 ou 1:4:8 (cimento, areia grossa e brita 2 e 3). O objetivo do lastro de concreto magro é diminuir a pressão de contato.

Figura 41: Lastro de concreto magro



Fonte: Juliana Nakamura (2008)

IV. Em seguida, é realizada a Preparação das Laterais através da aplicação de chapiscos de concreto.

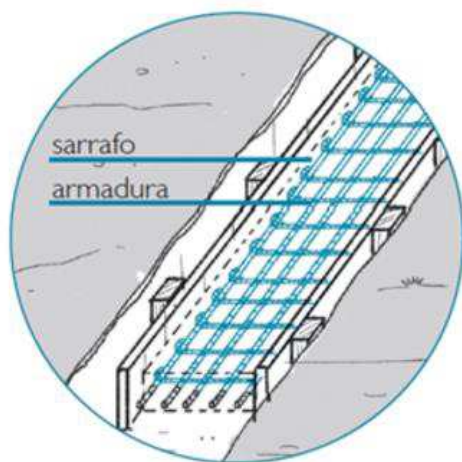
Figura 42: Preparação das laterais



Fonte: Juliana Nakamura (2008)

V. Preparar as fôrmas da sapata utilizando tábuas, sarrafos e desmoldantes, de acordo com o projeto de locação. As fôrmas permitem uma concretagem mais limpa, evita desperdícios e assegura as dimensões especificadas no projeto.

Figura 43: Fôrmas e sarrafos para sapata corrida



Fonte: Mãos à Obra Pro v.1 (2013)

VI. Inicia-se a Inserção da Armadura, seguindo as orientações do projeto estrutural da fundação. Colocando-se espaçadores na superfície de apoio onde foi aplicado o concreto magro, para evitar que o cobrimento do aço não seja atendido.

Figura 44: Armadura da sapata corrida



Fonte: Juliana Nakamura (2008)

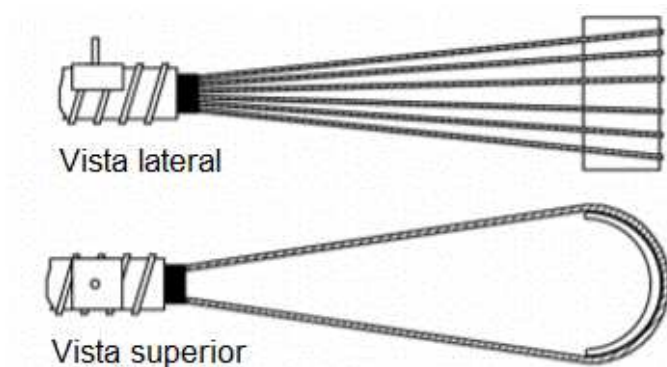
VII. Marcar e colocar nas posições corretas, de acordo com o projeto, as ancoragens passivas (de onde partirão os cabos para fora da sapata que serão protendidos após o assentamento da alvenaria) que irão funcionar como uma ancoragem morta, conforme figura 45, dentro da sapata corrida, devendo-se estar aprofundadas antes da fundação ser concretada. O muro de contenção em alvenaria estrutural protendida trabalha com ancoragem ativa por meio de cunhas no seu topo dos blocos de alvenaria (onde será aplicada a protensão) e com ancoragem passiva na fundação, onde não se aplica protensão. As ancoragens passivas ou mortas podem ser feitas por meio de laços, colocadas no interior do concreto, ou através do “desencordoamento” das pontas das cordoalhas.

Figura 45: Ancoragem ativa e ancoragem passiva (morta)



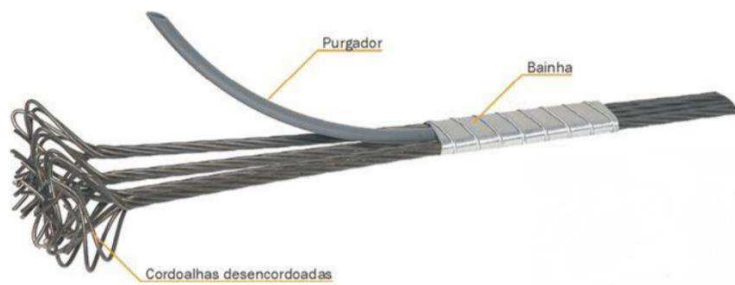
Fonte: Veríssimo e César Jr. (1998)

Figura 46: Ancoragem passiva com a extremidade das cordoalhas em forma de laço



Fonte: Walter Pfeil (1983)

Figura 47: Ancoragem passiva com a extremidade das cordoalhas “desencordoadas”



Fonte: Manuel dos Santos (2014)

VIII. Realizar a Concretagem, de acordo com as especificações de projeto, até a parte superior da sapata através de concreto usinado ou utilizando betoneira se a quantidade de concreto e velocidade de concretagem permitirem seu uso.

Figura 48: Concretagem da sapata corrida



Fonte: Juliana Nakamura (2008)

IX. Esperar 3 dias para o concreto curar, mantendo-o úmido 2 vezes ao dia sem encharcar a área.

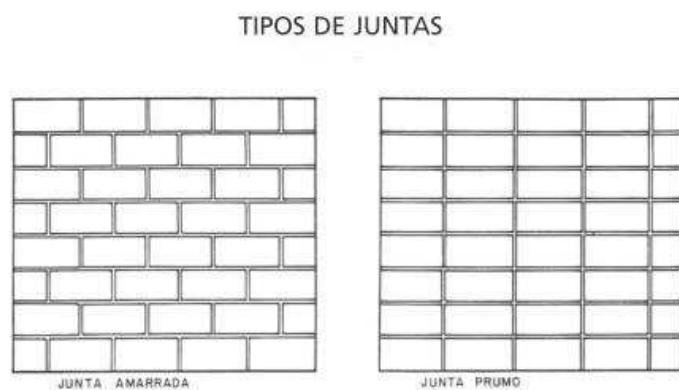
X. Realizar a desforma da sapata corrida depois do terceiro dia e reaterrar as valas com camadas bem compactadas.

5.11.2 Execução da alvenaria estrutural protendida em blocos de concreto

Após a execução da sapata corrida, inicia-se a execução da alvenaria estrutural através do assentamento da primeira fiada de blocos de concreto. Antes de iniciar a primeira fiada, é

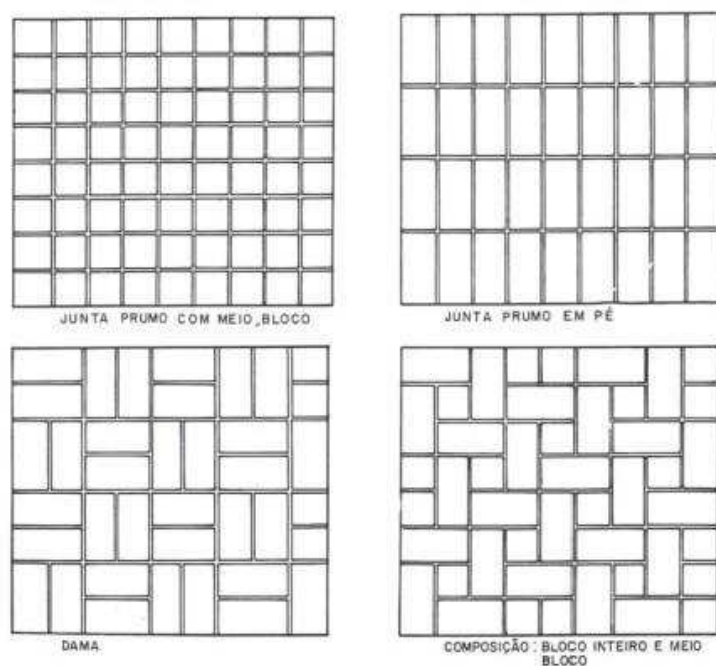
necessário definir o tipo de junta que será o muro de contenção. No presente trabalho, será utilizada o tipo junta amarrada.

Figura 49: Tipos de juntas



Fonte: Construfácil-RJ (2016)

Figura 50: Tipos de juntas (continuação)



Fonte: Construfácil-RJ (2016)

Para assentar a primeira fiada, o local deve estar completamente limpo e úmido e os blocos devem estar previamente molhados (não encharcados), pouco antes do assentamento. O assentamento deve ser iniciado pelos cantos, aplicando-se uma camada de argamassa impermeabilizada sobre o local de assentamento (sapata corrida). O assentamento das fiadas é

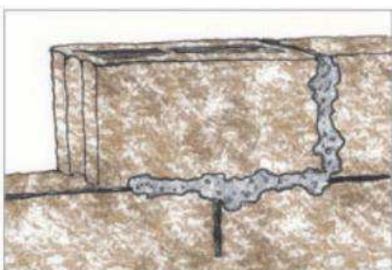
feito aplicando a argamassa sobre a superfície da fiada anterior e na face lateral do bloco ou tijolo que será assentado. A quantidade de argamassa deve ser suficiente para que um excesso seja expelido quando o bloco for pressionado para ficar na posição correta.

Figura 51: Argamassa colocada nas paredes e no topo do bloco



Fonte: Construfácil-RJ (2016)

Figura 52: Excesso de argamassa expelido após o assentamento



Fonte: Construfácil-RJ (2016)

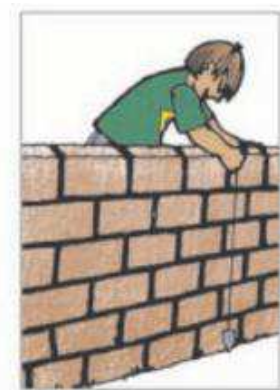
O excesso deve ser raspado e pode ser reutilizado e o nível do prumo deve ser verificado, no máximo, a cada 3 ou 4 fiadas.

Figura 53: Raspagem do excesso de argamassa



Fonte: Construfácil-RJ (2016)

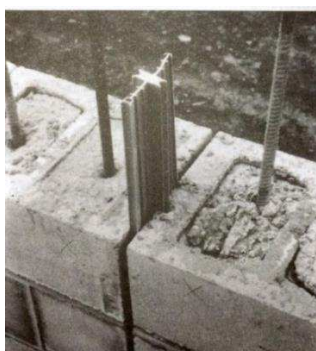
Figura 54: Conferência de prumo



Fonte: Construfácil-RJ (2016)

A norma NBR 15961-1 (2011) informa que devem ser previstas juntas de dilatação no máximo a cada 24 m da edificação em planta. Esse limite pode ser alterado, desde que se faça uma avaliação mais precisa dos efeitos da variação de temperatura e retração sobre a estrutura. Estas juntas são utilizadas para o controle de deformações a que a alvenaria está sujeita devido aos efeitos de expansão e retração devido à temperatura. O material utilizado para efetuar as juntas de dilatação são, geralmente, perfis de borracha ou de PVC, podendo ser usados juntos com selantes.

Figura 55: Junta com perfil de PVC

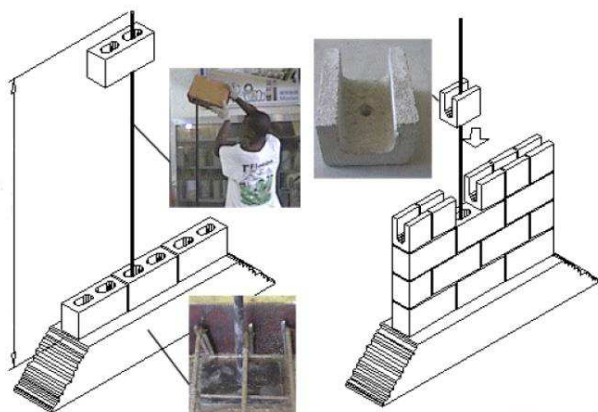


Fonte: Guilherme Parsekian (2013)

De acordo com Parsekian (2002) A alvenaria é construída encaixando-se os furos dos blocos sobre os cabos de protensão, conforme ilustração a seguir. Caso sejam utilizadas canaletas de cintas de amarração, deve-se prever os furos na posição onde passarão os cabos de protensão. Recomenda-se utilizar canaletas de cintas de amarração grauteadas a cada 3 fiadas

(na quarta fiada) com o propósito de aumentar a resistência e transmissão dos esforços mais eficiente do conjunto de blocos, tornando a estrutura mais sólida e firme.

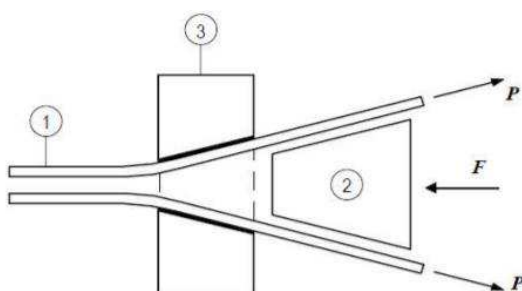
Figura 56: Assentamento de blocos de concreto sobre cabos de protensão



Fonte: Guilherme Parsekian (2002)

Na última fiada é realizada a ancoragem ativa sobre o bloco. Pelo fato de ser utilizado fios ou cordoalhas no muro de contenção de alvenaria estrutural protendida, a ancoragem ativa é executada com o conjunto placa e cunhas. Segundo Pfeil (1983), a ancoragem por cunhas é feita basicamente por duas peças, um cone macho e um cone fêmea, nesse sistema de ancoragem os fios quando forem tensionados pelo macaco hidráulico se movimentarão entre as cunhas, que ainda estão soltas, e que deverão ser colocadas manualmente ou com auxílio de um martelo, antes da liberação dos fios a fim de garantir o surgimento de uma compressão transversal. Quando os cabos são liberados pelo macaco, as cunhas recuam para dentro do cone fêmea por conta do atrito existente, gerado pela compressão axial.

Figura 57: Ancoragem por meio de cunhas



Legenda: 1 - fios de aço; 2 - cone macho; 3 - cone fêmea; P- força de protensão dos fios de aço do cabo; F - força aplicada sobre a cunha para ancorar o cabo

Fonte: Walter Pfeil (1983)

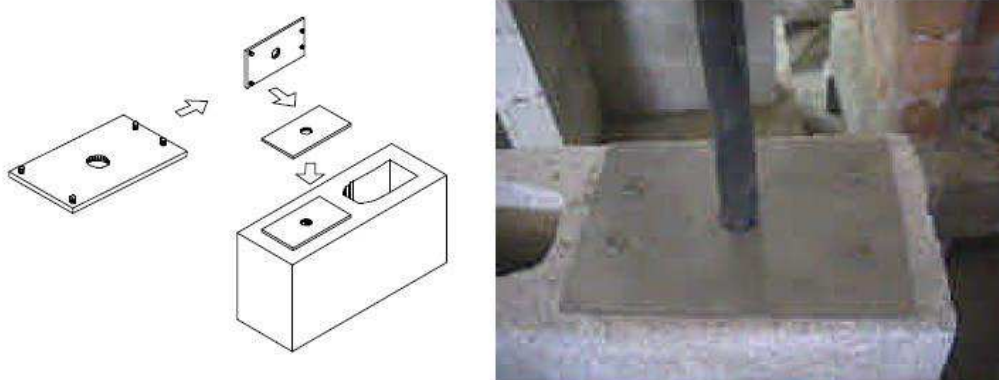
Figura 58: Ancoragem em cunha para cordoalha



Fonte: Guilherme Parsekian (2002)

De acordo com Parsekian (2013), placas de ancoragem devem ser posicionadas a fim de prender os cabos de protensão e tornar o deslocamento lateral restrito na penúltima fiada, conforme ilustração a seguir.

Figura 59: Posicionamento de placa de ancoragem



Fonte: Guilherme Parsekian (2002)

Segundo Parsekian (2002), a aplicação da força de protensão em cordoalhas de blocos de concreto é usualmente feita utilizando um conjunto de macaco hidráulico e bomba. Após a colocação do macaco hidráulico na extremidade da barra a ser protendida, é utilizada a bomba para aplicação da carga e, após o cabo ter sido tracionado e liberado, a ancoragem ocorre pelo efeito da acomodação das cunhas. As perdas de protensão que ocorrem devido a essa acomodação são expressivas, para eliminá-las é necessário realizar um procedimento, já

mencionado neste trabalho, que consiste em utilizar o macaco hidráulico para suspender a placa com as cunhas ancoradas e dispor calços de aço (geralmente de 6mm de espessura) sob essa, eliminando as perdas de protensão por acomodação da ancoragem.

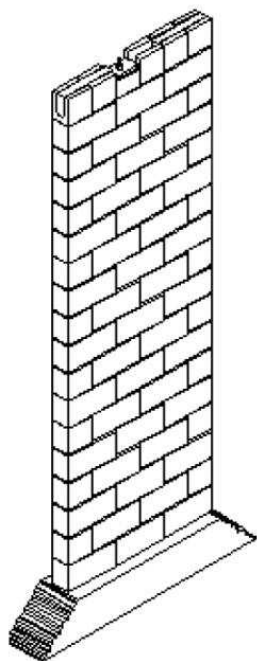
Figura 60: Aplicação de protensão em cordoalha com a utilização de macaco hidráulico



Fonte: Guilherme Parsekian (2002)

Conforme a norma NBR 15961-1 (2011), antes da protensão deve ser verificada a resistência à compressão da alvenaria. É realizada uma pré-protensão aos três dias, entre 15 % e 25 % da força prevista para acelerar as deformações iniciais por fluência e também para garantir certa estabilidade em paredes com pequenas idades. A norma recomenda uma idade mínima de 7 dias para aplicação da força total de protensão, com o intuito de minimizar os efeitos de fluência. Para evitar perdas de protensão devidas à variação de temperatura, deve ser evitada a realização da operação de protensão em dias muito quentes ou pelo menos deve-se fazer essa operação em horários de menor calor nesses dias. Não podem ser realizadas protensões em paredes úmidas.

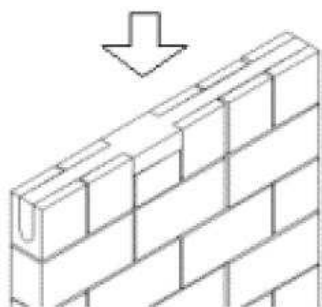
Figura 61: Muro de contenção em alvenaria estrutural protendida após aplicação da força de protensão



Fonte: Guilherme Parsekian (2002)

Após o término da aplicação de força de protensão, os furos onde passam os cabos de protensão devem ser preenchidos completamente com graute. A ancoragem deve ser grauteada na última fiada com cintas de canaletas, pois, segundo Parsekian (2002), é de supra importância realizar uma proteção efetiva das armaduras contra a corrosão. As peças protendidas devem receber uma atenção maior, pois elas que garantem a segurança estrutural através de um número pequenos de cabos. A ruína de dois ou três cabos protendidos pode levar à ruína de toda a estrutura. Para garantir a eficiência do graute como proteção à corrosão esse deve ser de boa qualidade (não muito poroso) e deve-se inspecionar a operação de grauteamento para ter certeza de que todos os vazios foram preenchidos.

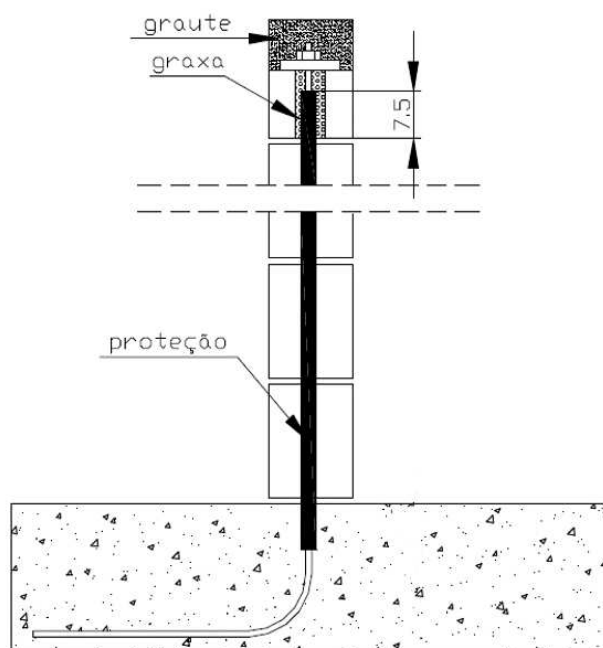
Figura 62: Ancoragem grauteada na última fiada com cinta de canaletas



Fonte: Guilherme Parsekian (2002)

Para que a proteção contra corrosão seja completa e eficiente, Parsekian (2002) afirma que, além de grautear a ancoragem através das cintas de canaletas para protegê-la, é necessário realizar a proteção dos cabos de protensão tanto na sua extensão ao longo dos blocos, quanto na sua extremidade exposta que foi ancorada. Para que os cabos de protensão tenham proteção contra corrosão ao longo do seu comprimento, é indispensável eles sejam revestidos e envolvidos com material plástico. O fato dos furos onde passam os cabos de protensão estarem completamente grauteados contribui para aumentar a proteção contra a corrosão. Para proteger a região onde se encontram as extremidades dos cabos de protensão (geralmente de 7,5 cm) que foram ancoradas, Parsekian (2002) sugere que este último vazio do bloco abaixo da ancoragem seja completamente preenchido com graxa para proteger de forma mais eficiente contra a corrosão.

Figura 63: Proteção contra corrosão



Fonte: Guilherme Parsekian (2002)

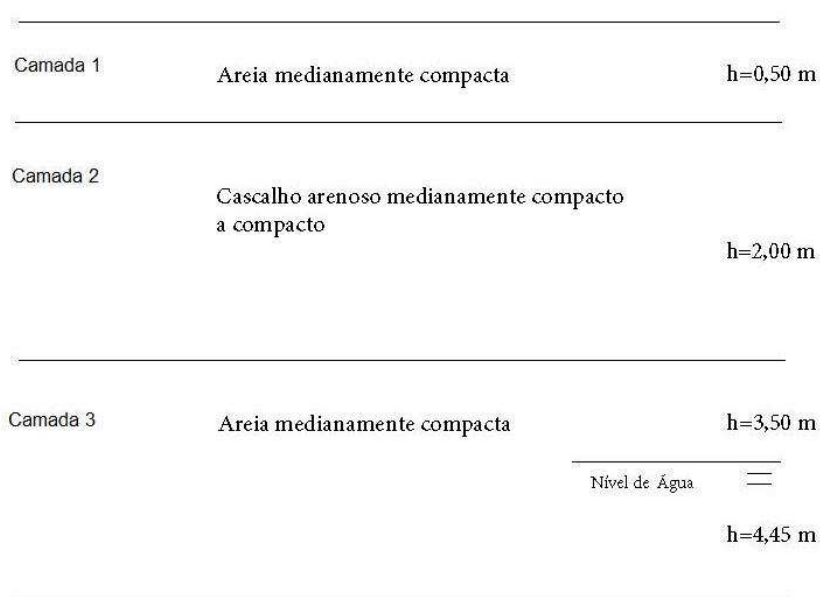
6 EXEMPLO DE APLICAÇÃO

Será realizado um exemplo de aplicação com o propósito de apresentar o processo roteirizado de dimensionamento do muro de contenção em alvenaria estrutural protendida. O muro de contenção que será calculado neste presente trabalho possui 150 m de extensão e estará localizado na Avenida Litorânea, bairro Calhau e seu objetivo será arrimar os taludes de areia para preservar a passarela de pessoas logo abaixo dele. No projeto original foi utilizado muro de contenção em concreto armado, porém serão utilizados os mesmos parâmetros geotécnicos do relatório de sondagem (contido no anexo A) e condições de contorno para dimensionar o muro de contenção em alvenaria estrutural protendida como forma de tornar mais real o exemplo de aplicação. A memória de cálculo do muro de contenção em AEP do exemplo de aplicação se encontra discriminada no Apêndice A.

6.1 PARÂMETROS INICIAIS

Para iniciar o processo de dimensionamento é necessário definir todos os parâmetros iniciais geotécnicos e de materiais que serão necessários durante o roteiro. De acordo com o relatório de sondagem, tem-se a seguinte situação de estratificação do solo ilustrada a seguir.

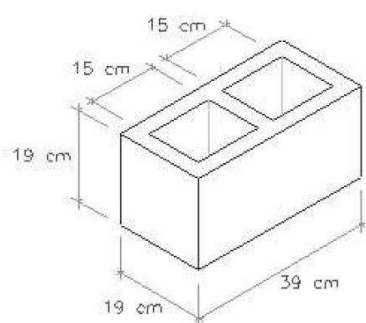
Figura 64: Estratificação do solo (Exemplo prático)



Fonte: Autor (2016)

Vale ressaltar que o material do solo que será contido pelo muro é o mesmo da camada 1 do relatório de sondagem. De acordo com os dados do projeto fornecidos pela empresa Concreto, o muro de contenção deverá possuir uma altura de 2 m acima do nível do solo para cumprir suas funções de contenção de forma completa. O muro está assentado sobre a camada 2, ou seja, na cota -0,50 m. Os blocos de concreto utilizados para realizar a construção da alvenaria estrutural serão de classe A, pois estão em contato direto com o solo. Os blocos serão do tipo bloco inteiro com dimensões de 19x19x39.

Figura 65: Bloco estrutural de concreto utilizado



Fonte: Autor (2016)

Os parâmetros geotécnicos (ângulo de atrito, coesão, $N_{SPT_{médio}}$ e peso específico) de cada camada estão apresentados na tabela a seguir.

Tabela 40: Resultados dos parâmetros geotécnicos

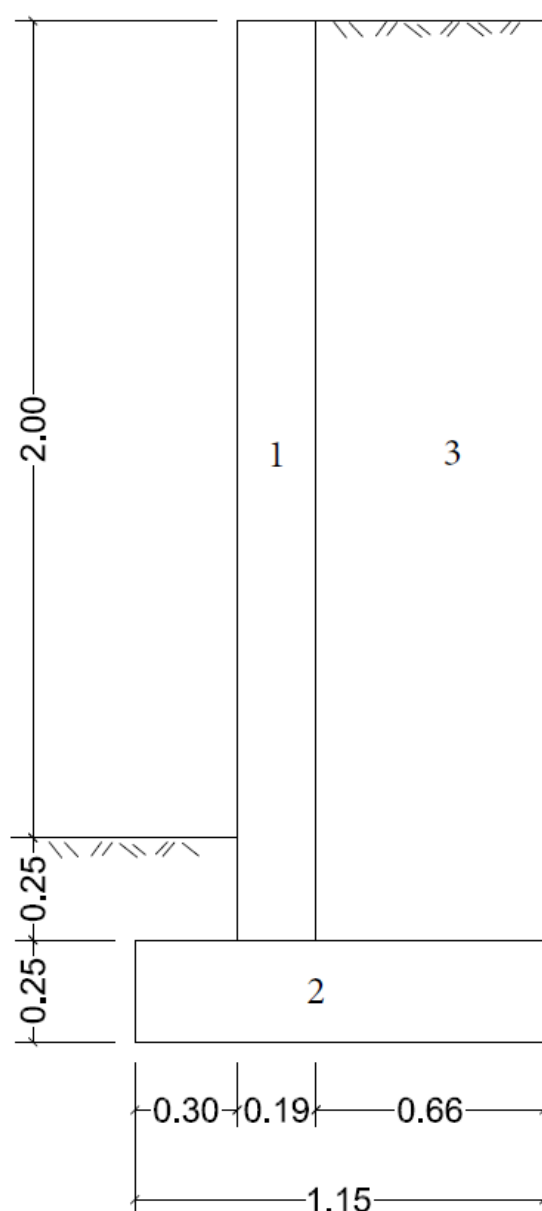
CAMADA 1	
Ângulo de Atrito	32,32°
Coesão	0
Peso Específico Natural	17 kN/m³
Peso Específico Saturado	20 kN/m³
$N_{SPT_{médio}}$	15
CAMADA 2	
Ângulo de Atrito	32,9°
Coesão	0
Peso Específico Natural	17 kN/m³
Peso Específico Saturado	20 kN/m³
$N_{SPT_{médio}}$	16
CAMADA 3	
Ângulo de Atrito	31,12°
Coesão	0
Peso Específico Natural	17 kN/m³
Peso Específico Saturado	20 kN/m³
$N_{SPT_{médio}}$	13

Fonte: Autor (2016)

6.2 PRÉ-DIMENSIONAMENTO

A espessura do muro será a própria espessura do bloco, ou seja, 19 cm. E sabe-se que a altura da parede do muro deve estar 2 m acima do nível do solo. Utilizando as estimativas do capítulo (pré) para definir as dimensões da base do muro e verificando as condições impostas de flexibilidade e dimensões mínimas para a fundação do muro que constam no capítulo (fundações) chega-se ao seguinte resultado.

Figura 66: Dimensões do muro de contenção (Exemplo prático):



6.3 AÇÕES E CARREGAMENTOS

De acordo com a situação de projeto, não existem carregamentos sobre o terrapleno, portanto só existirá a ação permanente de carga de empuxo devido à terra. A geometria do muro é uniforme, não possui enrijecedores e sem inclinação das paredes. O terrapleno considerado no projeto não possui inclinação. Sendo assim os ângulos α , θ e o termo ψ_a serão nulos. Utilizando os parâmetros geotécnicos da primeira camada iguais para o solo contendido, obtém-se um coeficiente de empuxo ativo K_a no valor de 0,303. Apesar de existir 25 cm de terra na sobre o balanço externo do muro que gera um empuxo passivo e contribui para combater os esforços gerados pelo empuxo ativo, este não será considerado, a fim de simular a situação mais crítica para dimensionamento. Como o solo é arenoso e sem coesão, não será necessária a verificação de fendas de tração. Mediante todas as informações citadas, obteve-se uma pressão ativa no valor 13,05 kN/m.

Tabela 41: Resumo de ações e carregamentos

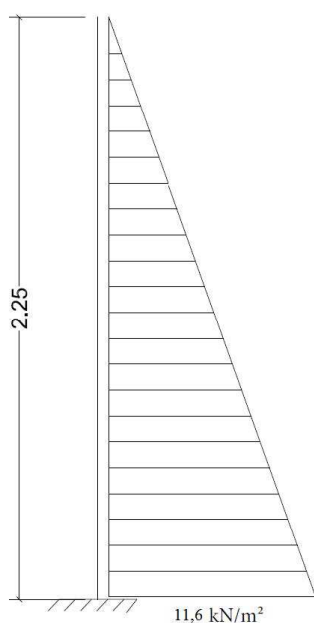
AÇÕES E CARREGAMENTOS	
Coeficiente de Empuxo K_a	0,303
Empuxo Ativo E_a	11,6 kN/m ²
Pressão Ativa P_a	13,05 kN/m

Fonte: Autor (2016)

6.4 ANÁLISE ESTRUTURAL

A análise estrutural é realizada considerando que a estrutura está com uma extremidade engastada no solo e a outra extremidade livre em balanço sob ação do carregamento de empuxo ativo.

Figura 67: Análise estrutural (Exemplo prático)



Fonte: Autor (2016)

Os valores calculados para o momento fletor máximo e cortante máximo foram, respectivamente, 9,8 kN.m/m e 13,05 kN/m. Realizando a majoração com o coeficiente de ponderação $\gamma_g = 1,4$ para cargas permanentes para edificações do tipo 2 (que é o caso do muro de contenção) contido na tabela 0, obtém-se os valores para momento de cálculo e esforço cortante de cálculo iguais a 13,72 kN.m/m e 18,27 kN/m, respectivamente.

Tabela 42: Resultados análise estrutural

ANÁLISE ESTRUTURAL	
Momento fletor máximo atuante	9,8 kN.m/m
Momento fletor de cálculo	13,72 kN.m/m
Esforço cortante máximo	13,05 kN/m
Esforço cortante de cálculo	18,27 kN/m

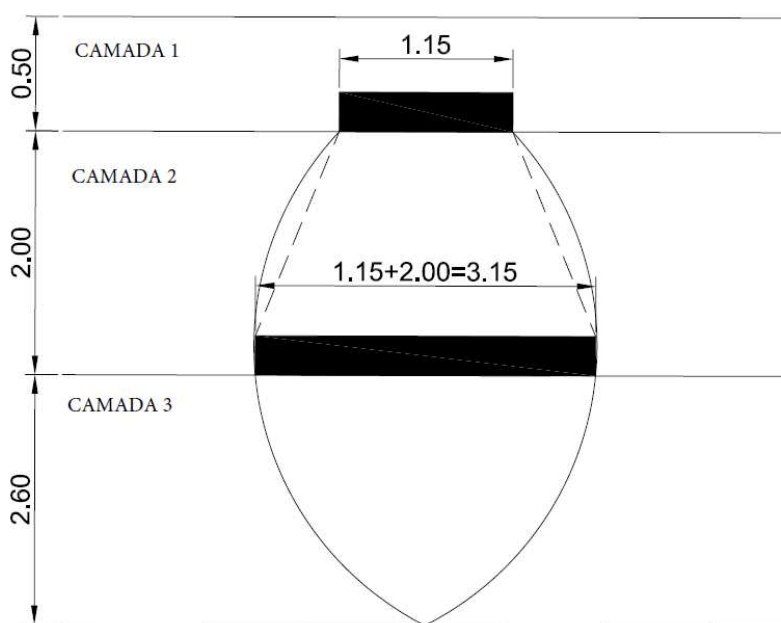
Fonte: Autor (2016)

6.5 ANÁLISE DE ESTABILIDADE EXTERNA

O primeiro passo para realizar a análise de estabilidade externa da estrutura de contenção é contabilizar o momento máximo resistente em relação ao ponto mais externo e a força máxima resistente provenientes do peso próprio da estrutura e da região do solo contido. Utilizando a figura 3 para realizar os cálculos, encontrou-se um momento resistente M_R no valor de 28,54 kN.m/m e uma força resistente F_R no valor de 41,83 kN/m.

As verificações quanto ao deslizamento e ao tombamento foram realizadas e obtiveram êxito em relação aos coeficientes de segurança. A análise da capacidade de carga segue, através de um processo teórico, com a avaliação de suporte do solo dentro da área de influência do bulbo de tensões de 4,60 m, e foi necessária a verificação de ruptura das camadas 2 e 3, conforme está ilustrado na figura abaixo.

Figura 68: Influência do bulbo de tensões nas camadas (Exemplo prático)



Fonte: Autor (2016)

Tanto a camada 2, como a camada 3 irão sofrer ruptura local, devido fato do tipo de solo de ambas serem medianamente compactos. A capacidade de carga da camada 2 foi de 0,362 MPa, enquanto que a capacidade de carga da camada 3 foi de 1,068 MPa. Como a capacidade de carga da camada 2 é menor do que a da camada 3 então utiliza-se como capacidade de carga geral do solo o valor de 0,362 MPa. Em seguida, aplica-se o coeficiente de segurança igual a 3 para minorar o valor e encontrar uma tensão admissível para o solo igual

a $0,12 \text{ MPa}$. Porém, é importante utilizar o cálculo da tensão admissível pelo método semiempírico que forneceu um valor de $0,217 \text{ MPa}$. Deve-se usar o menor dos dois valores entre os dois métodos, sendo assim o valor definitivo da tensão admissível será $0,12 \text{ MPa}$.

A verificação da excentricidade foi realizada calculando o momento resistente que é encontrado multiplicando as forças resistentes pela distância até o centroide da base. Encontrou-se um momento resistente $MR_o = 7,9 \text{ kN.m/m}$. Em seguida, calculou-se o momento resultante M_o que resultou no valor de $1,9 \text{ kN.m/m}$. Para encontrar a área da seção e o módulo de resistência da seção, utiliza-se o elemento de cálculo que corresponde a uma faixa de 1 m de largura da base do muro de contenção, resultando numa seção de $1,00 \times 1,15 \text{ m}$. As tensões nas bases máximas e mínimas foram, respectivamente, 45 kN/m^2 e $27,75 \text{ kN/m}^2$. Estes resultados positivos demonstram que não houve tensão de tração na base, cumprindo com êxito a verificação da excentricidade na base. Com a tensão máxima de 45 kN/m^2 foi verificado se a tensão em relação capacidade de carga obedecia às condições de segurança e o resultado foi positivo, já que o valor da relação encontrado de $8,04$ foi bem maior que 3 .

Tabela 43: Resumo da análise de estabilidade externa

ANÁLISE DE ESTABILIDADE EXTERNA	
Força resistente	41,83 kN/m
Momento resistente	28,54 kN.m/m
DESLIZAMENTO	
Resultado	2,03
Fator de Segurança	1,5
Situação	PASSA
TOMBAMENTO	
Resultado	2,91
Fator de Segurança	1,5
Situação	PASSA
CAPACIDADE DE CARGA	
Tensão de ruptura	0,362 MPa
Tensão admissível	0,12 MPa
EXCENTRICIDADE	
Tensão máxima	+45 kN/m ²
Tensão mínima	+27,75 kN/m ²
Situação	Sem tensão de tração na base (PASSA)
VERIFICAÇÃO DE CAPACIDADE DE CARGA	
Resultado	8,04
Fator de Segurança	3
Situação	PASSA

Fonte: Autor (2016)

6.6 ANÁLISE DE ESTABILIDADE INTERNA (ANTES DA PROTENSÃO)

A análise de estabilidade interna engloba o cálculo e verificação da alvenaria estrutural na flexão simples, cisalhamento e compressão simples, antes de ocorrer a aplicação da força de protensão.

6.6.1 Flexão simples

A ação lateral do empuxo ativo faz o muro de contenção sofrer flexão simples que gera esforços de tração e compressão na sua seção. Em módulo, a tração máxima e compressão máxima calculados apresentaram o valor de 2,28 MPa. Com este valor de tensão, a verificação de resistência à compressão na flexão simples exigiu que a resistência característica do prisma f_{pk} seja maior que 4,34 MPa. Pelo fato da alvenaria estrutural estar em contato direto com o solo, serão utilizados blocos do tipo classe A, com $f_{bk} \geq 8$ MPa. Portanto, foi adotado o valor de f_{bk} igual a 15 MPa para o dimensionamento da alvenaria estrutural, que corresponde a um valor de f_{pk} igual a 9,0 MPa. Utilizou-se, também, argamassa com resistência média à compressão entre 3,5 e 7 MPa. A verificação da resistência à tração não obteve êxito, provando a necessidade de utilizar a aplicação de protensão para tornar nula a tração no elemento.

6.6.2 Cisalhamento

A verificação quanto ao cisalhamento foi devidamente cumprida tanto nas juntas horizontais da parede do muro de contenção, quanto na tensão de cisalhamento atuante de cálculo. Nas juntas horizontais obteve-se o valor da resistência ao cisalhamento característica f_{vk} igual a 0,167 MPa que é menor que 1,4 MPa, cumprindo a verificação. E a tensão de cisalhamento atuante de cálculo com o valor de 0,09615 MPa foi menor que a resistência ao cisalhamento característica f_{vk} minorada pelo coeficiente de ponderação para alvenaria no valor de 2,0.

6.6.3 Compressão simples

Não existem esforços de compressão simples antes da aplicação da força de protensão.

Tabela 44: Resumo análise de estabilidade interna (antes da protensão)

ANÁLISE DE ESTABILIDADE INTERNA (ANTES DA PROTENSÃO)	
Esforço cortante de cálculo	18,27 kN/m
Momento fletor de cálculo	13,72 kN.m/m
FLEXÃO SIMPLES	
Tensão máxima de compressão de cálculo atuante	2,28 MPa
Tensão resistente de cálculo	3,78 MPa
Situação	PASSA
Tensão máxima de tração atuante	2,28 MPa
Tensão resistente de cálculo	0,125 MPa
Situação	NÃO PASSA
CISALHAMENTO	
Resistência ao cisalhamento característica nas juntas horizontais	0,167 MPa
Limite	1,4 MPa
Situação	PASSA
Tensão de cisalhamento atuante de cálculo	0,09615 MPa
Resistência ao cisalhamento de cálculo nas juntas horizontais	0,0835 MPa
Situação	NÃO PASSA
COMPRESSÃO SIMPLES	
Não ocorre compressão simples antes da aplicação de força de protensão.	

Fonte: Autor (2016)

6.7 PROTENSÃO INICIAL (ANTES DAS PERDAS DE PROTENSÃO)

Para a realização da protensão foram utilizadas cordoalhas CP-210 RB 15,2 com resistência característica mínima à ruptura por tração f_{ptk} igual a 210 kN/cm² (2100 MPa), relaxação baixa, com diâmetro nominal de 15,2 mm e área de seção igual a 1,434 cm². Com uma tensão no aço de protensão equivalente a 70% da tensão de ruptura, tem-se o valor de 1470 MPa. A tensão de tração de tração a ser anulada de 2,28 MPa foi contabilizada para encontrar a área necessário de seção de cabos de protensão a qual teve que ser maior que 3,27 cm². Após a divisão da área necessária pela área da seção de um cabo descobriu-se a necessidade de 3 cabos por metro. Estes dados apontam para uma força de protensão igual a 569,15 kN e uma tensão nos cabos de protensão igual a 1323 MPa. A tensão de compressão atuante na seção do elemento de cálculo tem valor igual a 3 MPa

Tabela 45: Resumo protensão inicial

PROTENSÃO INICIAL	
Área total dos cabos de protensão A_p	4,302 cm ² /m
Número de cabos	3
Força de protensão F_p	569,15 kN
Tensão nos cabos de protensão	1323 MPa
Tensão de compressão na seção	3 MPa

Fonte: Autor (2016)

6.8 PERDAS DE PROTENSÃO

Foram calculadas as perdas de protensão devido à deformação elástica da alvenaria, movimentação higroscópica, efeitos térmicos, fluência e relaxação. A deformação elástica da alvenaria gerou uma perda de protensão no valor de 13,86 MPa. As perdas por movimentação higroscópica tiveram o valor de 100 MPa. Os efeitos térmicos geraram uma perda de 11,6 MPa. O efeito de fluência atingiu um valor de perda igual 99,8 MPa. Para calcular as perdas por relaxação foi necessário o valor da tensão nos cabos. Com a tensão nos cabos de protensão igual a 1323 MPa, este valor se encontra entre $0,6f_{ptk}$ e $0,7f_{ptk}$, logo adotou-se o valor de ψ_{1000} igual a 2,5% correspondente a cordoalhas de relaxação baixa do valor de $0,7f_{ptk}$. Considerando o tempo infinito obteve-se o valor de 82,68 MPa para perdas de protensão por relaxação. O somatório de todas as perdas de protensão aponta para o valor de 307,94 MPa que corresponde a uma perda de 23,27% da protensão total.

Tabela 46: Resumo perdas de protensão

PERDAS DE PROTENSÃO	
Deformação elástica da alvenaria $\Delta\sigma = \frac{\alpha_e \sigma_m}{2}$	13,86 MPa
Movimentação higroscópica $\Delta\sigma = E_p \varepsilon_{ms}$	100 MPa
Fluência da alvenaria $\Delta\sigma = E_p \cdot C \sigma_m$	99,8 MPa
Efeitos térmicos $\Delta\sigma = E_p \cdot [(k_a - k_s) \Delta T]$	11,6 MPa
Relaxação $\psi(t, t_o) = \frac{\Delta\sigma_{pr}(t, t_o)}{\sigma_{pi}}$	82,68 MPa
TOTAL	307,94 MPa
r%	23,27%

Fonte: Autor (2016)

6.9 PROTENSÃO FINAL (APÓS PERDAS DE PROTENSÃO)

Após a ocorrência das perdas de protensão é necessário verificar uma nova área de cabos de protensão necessária. Após o cálculo contabilizando as perdas, constatou-se que seria necessária uma área maior que $4,27 \text{ cm}^2$, porém esta nova área dividida pela área de seção de 1 cabo resulta na necessidade de 3 cabos. Apesar do aumento de área necessária de $3,27 \text{ cm}^2$ da protensão inicial para $4,27 \text{ cm}^2$ da protensão final, a área resultante de 3 cabos corresponde a $4,302 \text{ cm}^2$ que ainda é maior que área necessária da protensão final, logo mantém-se como área necessária igual a $4,302 \text{ cm}^2$. Consequentemente, a força de protensão se manteve com o valor de $569,15 \text{ kN}$ e a tensão nos cabos de protensão igual a 1323 MPa . A tensão de compressão, que é obtida dividindo a força de protensão pela área da seção, também se manteve com o valor de 3 MPa .

Tabela 47: Resumo protensão final

PROTENSÃO FINAL	
Área total dos cabos de protensão A_p	$4,302 \text{ cm}^2/\text{m}$
Número de cabos	3
Força de protensão F_p	$569,15 \text{ kN}$
Tensão nos cabos de protensão	1323 MPa
Tensão de compressão na seção	3 MPa

Fonte: Autor (2016)

6.10 VERIFICAÇÃO DE RUPTURA

Na verificação de ruptura foi obtido êxito, pois o momento de cálculo atuante M_d no valor de 13,72 kN.m foi menor que o momento último M_u com valor de 20,30 kN.m.

Tabela 48: Resumo verificação de ruptura

VERIFICAÇÃO DE RUPTURA	
Momento de cálculo atuante M_d	13,72 kN.m
Momento último M_u	20,30 kN.m
Situação	PASSA

Fonte: Autor (2016)

6.11 TENSÃO DE CONTATO

O método construtivo escolhido e utilizado na última fiada para acomodar a placa de ancoragem foi a alvenaria grauteada, reforçando que neste processo de dimensionamento são utilizados sistemas de cordoalhas. Sendo assim, para uma placa de ancoragem de 25x18 cm passou na verificação de tensão de contato. A tensão de contato de 4,21 MPa foi inferior à tensão limite de 4,725 MPa.

Tabela 49: Resumo tensão de contato

TENSÃO DE CONTATO	
Tensão de contato	4,21 MPa
Tensão limite	4,725 MPa
Situação	PASSA

Fonte: Autor (2016)

6.12 ANÁLISE DE ESTABILIDADE INTERNA (APÓS PROTENSÃO)

Após a aplicação de força de protensão que gera tensões de compressão serão realizadas novas verificações para ter ciência de que os limites foram cumpridos. As verificações na flexão simples e na compressão simples são realizadas antes das perdas, podendo reduzir em 20% o coeficiente de ponderação da resistência da alvenaria, e após as perdas contabilizando o fator de perdas $(1 - r)$ nas tensões geradas pela força de protensão.

6.12.1 Flexão simples

Na verificação de resistência à compressão após a protensão, a tensão total de compressão é proveniente da flexão simples e da aplicação da força de protensão. Antes das perdas, a tensão de compressão atuante no valor de 5,27 MPa foi menor que a tensão limite de 5,90 MPa. Após as perdas, a tensão de compressão atuante de 4,58 MPa foi menor que a tensão limite de 4,725 MPa.

As tensões de tração não só foram anuladas, como também na borda de tração máxima foi gerada uma compressão residual, tornando a seção do muro comprimida. A tensão de compressão residual na borda tracionada, antes das perdas, foi de 0,71 MPa e, após as perdas, foi de 0,018 MPa.

6.12.2 Cisalhamento

Com o acréscimo da tensão de compressão gerada pela força de protensão, considerando as perdas, a verificação do cisalhamento nas juntas horizontais foi cumprida, tendo o valor da resistência característica nas juntas horizontais 1,2 MPa menor que o valor limite de 1,4 MPa. A tensão de cisalhamento atuante de cálculo que, outrora, não havia passado na verificação antes da aplicação de protensão, desta vez foi cumprida tendo valor de 0,09615MPa menor que a tensão limite calculada de 0,6 MPa.

6.12.3 Compressão simples

Após aplicar a protensão, esforços de compressão simples são gerados e devem ser verificados antes e após as perdas, bem como a esbeltez do elemento. O índice de esbeltez

encontrado no valor de 23,68 cumpriu a verificação sendo menor que 24 (para elementos não armados). Antes das perdas, a verificação foi cumprida, já que a força de protensão de 569,15 kN foi menor que a força resistente de 591 kN, com 20% de redução no coeficiente de ponderação da resistência de alvenaria. Após as perdas, a verificação também foi cumprida, pois a força de protensão, após perdas, de 436 kN foi menor que a força resistente de 472 kN.

Tabela 50: Resumo de análise de estabilidade interna (após protensão)

ANÁLISE DE ESTABILIDADE INTERNA (APÓS PROTENSÃO)			
Esforço cortante de cálculo		18,27 kN/m	
Momento fletor de cálculo		13,72 kN.m/m	
FLEXÃO SIMPLES			
Antes das perdas de protensão		Após perdas de protensão	
Tensão máxima de compressão de cálculo atuante	5,27 MPa	Tensão máxima de compressão de cálculo atuante	4,58 MPa
Tensão resistente de cálculo	5,90 MPa	Tensão resistente de cálculo	4,725 MPa
Situação	PASSA	Situação	PASSA
Tensão máxima de tração atuante	-0,71 MPa	Tensão máxima de tração atuante	-0,018 MPa
Tensão resistente de cálculo	0,125 MPa	Tensão resistente de cálculo	0,10 MPa
Situação	PASSA	Situação	PASSA
CISALHAMENTO			
Resistência ao cisalhamento característica nas juntas horizontais		1,2 MPa	
Limite		1,4 MPa	
Situação		PASSA	
Tensão de cisalhamento atuante de cálculo		0,09615 MPa	
Resistência ao cisalhamento de cálculo nas juntas horizontais		0,6 MPa	
Situação		PASSA	
COMPRESSÃO SIMPLES			
Antes das perdas de protensão		Após perdas de protensão	
Força normal máxima de compressão de cálculo atuante	0,569 MPa	Força normal máxima de compressão de cálculo atuante	0,436 MPa
Força normal resistente de cálculo	0,591 MPa	Força normal resistente de cálculo	0,472 MPa
Situação	PASSA	Situação	PASSA

Fonte: Autor (2016)

6.13 FUNDAÇÃO

A sapata corrida do muro de contenção foi dimensionada e devidamente verificada. A verificação da tensão admissível foi cumprida, já que o valor de 0,12 MPa de tensão do terreno foi maior que a tensão gerada pela sapata corrida. O dimensionamento à flexão resultou em uma armadura principal com 14,58 cm²/m e uma armadura de distribuição de 2,91 cm²/m. Na verificação da punção, a verificação foi cumprida com a tensão cisalhante atuante τ_{sd} de 1,57 MPa sendo menor que a tensão cisalhante resistente τ_{Rd2} de 5,80 MPa. Na verificação do cortante também foram cumpridas as exigências que implicou na força cortante atuante de cálculo V_{sd} no valor de 336,7 kPa sendo menor que a força cortante resistente V_{Rd1} de 348,8 kPa, dispensando o uso de armaduras transversais.

Tabela 51: Resumo Fundação

FUNDAÇÃO	
Esforço cortante	240,5 kN
Momento fletor	78,94 kN.m
VERIFICAÇÃO TENSÃO ADMISSÍVEL	
Tensão admissível do terreno	0,12 MPa
Tensão atuante	0,005 MPa
Situação	PASSA
DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO	
Armadura principal	14,58 cm ² /m
Armadura de distribuição	2,91 cm ² /m
VERIFICAÇÃO DE PUNÇÃO (DIAGONAL COMPRIMIDA)	
Tensão cisalhante resistente τ_{Rd2}	5,80 MPa
Tensão cisalhante atuante τ_{sd}	1,57 MPa
Situação	PASSA
VERIFICAÇÃO DE CORTANTE	
Força cortante resistente V_{Rd1}	348,8 kN
Força cortante atuante de cálculo V_{sd}	336,7 kN
Situação	PASSA

Fonte: Autor (2016)

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O dimensionamento foi realizado com sucesso, tendo todas as verificações de resistência cumpridas e as dimensões calculadas. Através do processo de cálculo estrutural e geotécnico do muro de contenção em AEP é possível ter a sensibilidade de perceber como os esforços agem externamente e internamente na estrutura, enquanto que a resistência gerada pelos blocos de concreto e reforçada pela aplicação da protensão, mostra quão eficiente e viável pode ser este modelo estrutural. Podendo ter uma aplicação economicamente favorável em vários casos. Almeja-se que o presente trabalho estimule novas linhas de pesquisa que examinem e elaborem estudos comparativos do muro em AEP com outras soluções de contenções.

Roteirizar o dimensionamento do muro de contenção em alvenaria estrutural protendida abre precedentes para novas pesquisas e estudos que possam tornar essa estrutura cada vez mais difundida na literatura brasileira, tanto normativa, quanto informativa. Outro fato que foi revelado durante a elaboração do presente trabalho, foi a grande eficiência da protensão no combate às tensões de tração, mostrando que esta técnica tem muita propriedade, além de ser muito oportuna em diversas situações mais delicadas. Somando todos os fatores positivos, a estrutura de contenção em AEP se mostra vantajosa por ter de rápida execução, utilizar uma menor taxa de aço, descartar o uso de fôrmas de madeira e possuir uma boa resistência às ações laterais.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND. **Mãos à obra pro:** v. 1. São Paulo: Alaúde Editorial, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15961-1:** Alvenaria estrutural — Blocos de concreto Parte 1: Projeto. Rio de Janeiro, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13281:** Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Requisitos. Rio de Janeiro, 2005.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681:** Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7483:** Cordoalhas de aço para estruturas de concreto protendido - Especificação. Rio de Janeiro, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7482:** Fios de aço para estruturas de concreto protendido - Especificação. Rio de Janeiro, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7480:** Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - Especificação. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7211:** Agregados para concreto - Especificação. Rio de Janeiro, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484:** Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6136:** Blocos vazados de concreto simples para alvenaria — Requisitos. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122:** Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120:** Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118:** Projeto de estruturas de concreto — Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

BASTOS, Paulo Sérgio. **Sapatas de fundação.** Bauru: Unesp, 2016.

BUDHU, Muni. **Fundações e estruturas de contenção.** Rio de Janeiro: Ltc, 2013.

CAMPOS, João Carlos de. **Elementos de fundações em concreto.** São Paulo: Oficina de Textos, 2015.

CAPUTO, Homero. **Mecânica dos solos e suas aplicações**: volume 2. 6. ed. Rio de Janeiro: Ltc, 2000.

CATÁLOGO ALGA BRASIL. **Protensão, estaiamento, juntas de dilatação e apoios metálicos**. 2 ed. São Paulo: Alga Brasil, 2006.

CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson; ALBIERO, José Henrique. **Fundações diretas**: projeto geotécnico. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.

CONSTRUFÁCIL-RJ (Org.). **Paredes de Alvenaria**: marcação, amarração e execução. 2013. Disponível em: <<http://construfacilrj.com.br/como-levantar-uma-parede/>>. Acesso em: 23 out. 2016.

DAS, Braja M. **Fundamentos de engenharia geotécnica**. 7. ed. São Paulo: Cengage Learning, 2013.

EHRlich, Maurício; BECKER, Leonardo. **Muros e taludes de solo reforçado**: projeto e execução. São Paulo: Oficina de Textos, 2009.

GERSCOVICH, Denise. **Estruturas de Contenção**: muros de arrimo. Rio de Janeiro: Feuerj, 2014.

MARCHETTI, Osvaldemar. **Muros de arrimo**. São Paulo: Blucher, 2007.

MOHAMAD, Gihad. **Construções em alvenaria estrutural**: materiais, projeto e desempenho. São Paulo: Blucher, 2015.

MOLITERNO, Antonio. **Caderno de muros de arrimo**. 2. ed. São Paulo: Blucher, 1994.

NAKAMURA, Juliana. Sapatas de concreto. **Téchne**, São Paulo, n. 137, ago. 2008.

PARSEKIAN, Guilherme Aris. **Tecnologia de produção de alvenaria estrutural protendida**. 2002. 263 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia de Construção Civil e Urbana, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos.

PARSEKIAN, Guilherme Aris; FRANCO, Luiz Sérgio. **Recomendações para projeto e execução de alvenaria estrutural protendida**. São Carlos: Universidade Federal de São Carlos, 2002. 20 p.

PARSEKIAN, Guilherme; HAMID, Ahmad; DRYSDALE, Robert George. **Comportamento e dimensionamento de alvenaria estrutural**. 2. ed. São Carlos: Edufscar, 2013.

PFEIL, Walter. **Concreto protendido**: processos construtivos/ perdas de protensão. Rio de Janeiro: Ltc, 1983.

RAMALHO, Márcio A.; CORRÊA, Márcio R.S. **Projeto de Edifícios de Alvenaria Estrutural**. São Paulo: Pini, 2003.

SÁNCHEZ, Emil. **Nova normalização brasileira para a alvenaria estrutural**. Rio de Janeiro: Interciência, 2013.

SANTOS, Manuel Vitor dos. **Concreto protendido:** práticas construtivas - execução de estruturas. São Paulo: Fatec, 2014.

SCHNAID, Fernando; ODEBRECHT, Edgar. **Ensaaios de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações.** 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

VERÍSSIMO, Gustavo de Souza; CÉSAR JUNIOR, Kléos Lenz. **Concreto protendido:** fundamentos básicos. 4. ed. Viçosa: Ufv, 1998.

APÊNDICE A

PARÂMETROS INICIAIS

CAMADA 1

$$N_{SPT_{médio}} = \frac{15}{1} \rightarrow N_{SPT_{médio}} = 15$$

$$\phi = \sqrt{20N_{spt}} + 15^\circ \rightarrow \phi = \sqrt{20 \cdot 15} + 15^\circ \rightarrow \phi = 32,32^\circ$$

$$\gamma = 17 \text{ kN/m}^3 \text{ (De acordo com a tabela 0)}$$

$$\gamma_{sat} = 20 \text{ kN/m}^3 \text{ (De acordo com a tabela 0)}$$

$$c = 0 \text{ (solo arenoso)}$$

CAMADA 2

$$N_{SPT_{médio}} = \frac{12 + 20}{2} \rightarrow N_{SPT_{médio}} = 16$$

$$\phi = \sqrt{20N_{spt}} + 15^\circ \rightarrow \phi = \sqrt{20 \cdot 16} + 15^\circ \rightarrow \phi = 32,9^\circ$$

$$\gamma = 17 \text{ kN/m}^3 \text{ (De acordo com a tabela 0)}$$

$$\gamma_{sat} = 20 \text{ kN/m}^3 \text{ (De acordo com a tabela 0)}$$

$$c = 0 \text{ (solo arenoso)}$$

CAMADA 3

$$N_{SPT_{médio}} = \frac{13 + 14 + 5 + 17 + 14 + 10 + 19}{7} \rightarrow N_{SPT_{médio}} \approx 13$$

$$\phi = \sqrt{20N_{spt}} + 15^\circ \rightarrow \phi = \sqrt{20 \cdot 13} + 15^\circ \rightarrow \phi = 31,12^\circ$$

$$\gamma = 17 \text{ kN/m}^3 \text{ (De acordo com a tabela 0)}$$

$$\gamma_{sat} = 20 \text{ kN/m}^3 \text{ (De acordo com a tabela 0)}$$

$$c = 0 \text{ (solo arenoso)}$$

PRÉ-DIMENSIONAMENTO

COMPRIMENTO DA BASE (FUNDAÇÃO)

$$B = 50\%H \rightarrow B = 0,5.225 \rightarrow B = 112,5 \rightarrow B = 115 \text{ cm (adotado)}$$

ALTURA DA BASE (FUNDAÇÃO)

$$\text{Pré-dimensão: } h = 10\%H \rightarrow h = 0,1.225 \rightarrow h = 22,5 \text{ cm}$$

$$\text{Condição de Flexibilidade (Sapata Flexível): } h < \frac{(B-b)}{3} \rightarrow h < \frac{115-19}{3} \rightarrow h < 30 \text{ cm}$$

$$\text{Altura adotada: } h = 25 \text{ cm}$$

COMPRIMENTO DO BALANÇO EXTERNO

$$C = 12\%H \rightarrow C = 0,12.225 \rightarrow C = 27 \text{ cm} \rightarrow C = 30 \text{ cm (adotado)}$$

AÇÕES E CARREGAMENTOS

COEFICIENTE DE EMPUXO ATIVO

$$\alpha = 0$$

$$\theta = 0$$

$$\psi_a = 0$$

$$K_a = \frac{\cos(\alpha - \theta) \sqrt{1 + \sin^2 \phi - 2 \sin \phi \cdot \cos \psi_a}}{\cos^2 \theta (\cos \alpha + \sqrt{\sin^2 \phi - \sin^2 \alpha})} \rightarrow K_a = \frac{\sqrt{1 + \sin^2 32,32^\circ - 2 \sin 32,32^\circ}}{(1 + \sqrt{\sin^2 32,32^\circ})}$$

$$K_a = 0,303$$

CARGA DE EMPUXO ATIVO

$$E_a = K_a \cdot H \cdot \gamma \rightarrow E_a = 0,303 \cdot 2,25 \cdot 17 \rightarrow E_a = 11,6 \text{ kN/m}^2$$

PRESSÃO ATIVA

$$P_a = E_a \cdot \frac{H}{2} \rightarrow P_a = 11,6 \cdot \frac{2,25}{2} \rightarrow P_a = 13,05 \text{ kN/m}$$

ANÁLISE ESTRUTURAL

MOMENTO FLETOR MÁXIMO

$$\text{Momento fletor máximo: } M_A = 13,05 \cdot \frac{1}{3} 2,25 \rightarrow M_A = 9,8 \text{ kN.m/m}$$

$$\text{Momento atuante de cálculo: } M_d = M_A \cdot \gamma_g \rightarrow M_d = 9,8 \cdot 1,4 \rightarrow M_d = 13,72 \text{ kN.m/m}$$

ESFORÇO CORTANTE MÁXIMO

$$\text{Esforço cortante máximo: } F_A = V_k = P_a \rightarrow V_k = 13,05 \text{ kN/m}$$

$$\text{Esforço cortante de cálculo: } V_d = V_k \cdot \gamma_g \rightarrow V_d = 1,4 \cdot 13,05 \rightarrow V_d = 18,27 \text{ kN/m}$$

ANÁLISE DE ESTABILIDADE EXTERNA

Parte	Peso (kN/m)	Braço (m)	Momento resistente (kN.m/m)
1	$2,25 \cdot 0,19 \cdot 22 = \mathbf{9,405}$	$(0,19/2) + 0,3 = \mathbf{0,395}$	$9,405 \cdot 0,395 = \mathbf{3,71}$
2	$1,15 \cdot 0,25 \cdot 25 = \mathbf{7,19}$	$1,15/2 = \mathbf{0,575}$	$7,19 \cdot 0,575 = \mathbf{4,13}$
3	$0,66 \cdot 2,25 \cdot 17 = \mathbf{25,24}$	$(0,66/2) + 0,19 + 0,3 = \mathbf{0,82}$	$25,24 \cdot 0,82 = \mathbf{20,7}$
Total	41,83	-	28,54

$$F_R = 41,83 \text{ kN/m}$$

$$M_R = 28,54 \text{ kN.m/m}$$

DESLIZAMENTO

$$\frac{F_R \cdot \tan \phi}{F_A} \geq FS_D \rightarrow \frac{41,83 \cdot \tan 32,32^\circ}{13,05} \geq 1,5 \rightarrow 2,03 > 1,5 \text{ (OK!)}$$

TOMBAMENTO

$$\frac{M_R}{M_A} \geq FS_T \rightarrow \frac{28,54}{9,8} \geq 1,5 \rightarrow 2,91 > 1,5 \text{ (OK!)}$$

CAPACIDADE DE CARGACamada 2:

$$\phi = 32,9^\circ$$

$$c = 0$$

$$q = h_1 \gamma_1 \rightarrow q = 0,5 \cdot 17 \rightarrow q = 8,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\tan \phi^* = \frac{2}{3} \tan \phi \rightarrow \tan \phi^* = \frac{2}{3} \tan 32,9^\circ \rightarrow \phi^* = 23,33^\circ$$

$$N'_q = 8,98 \text{ (Interpolando valores da tabela 0)}$$

$$N'_\gamma = 8,64 \text{ (Interpolando valores da tabela 0)}$$

$$N_q = 26,01 \text{ (Interpolando valores da tabela 0)}$$

$$N_\gamma = 35,13 \text{ (Interpolando valores da tabela 0)}$$

$$S_q = S_\gamma = 1$$

$$S'_q = S'_\gamma = 1$$

$$\text{Ruptura Geral: } \sigma_r = c N_c S_c + q N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma \rightarrow \sigma_r = 8,5 \cdot 26,01 \cdot 1 + \frac{1}{2} \cdot 17 \cdot 1 \cdot 15 \cdot 35,13 \cdot 1$$

$$\rightarrow \sigma_r = 564,48 \text{ kPa}$$

$$\text{Ruptura Puncionamento: } \sigma'_r = c^* N'_c S_c + q N'_q S_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma S_\gamma \rightarrow \sigma'_r = 8,5 \cdot 8,98 \cdot 1 +$$

$$\frac{1}{2} \cdot 17 \cdot 1 \cdot 15 \cdot 8,64 \cdot 1 \rightarrow \sigma'_r = 160,78 \text{ kPa}$$

$$\text{Ruptura Local: } \sigma_L = \frac{\sigma_r + \sigma'_r}{2} \rightarrow \sigma_L = \frac{564,48 + 160,78}{2} \rightarrow \sigma_L = 362,63 \text{ kPa} \rightarrow \sigma_L = 0,362 \text{ MPa}$$

Camada 3:

$$\phi = 31,12^\circ$$

$$c = 0$$

$$q = (h_1 + h_2)\gamma_1 \rightarrow q = 2,5.17 \rightarrow q = 42,5 \text{ kN/m}^2$$

$$tg\phi^* = \frac{2}{3}tg\phi \rightarrow tg\phi^* = \frac{2}{3}tg31,12^\circ \rightarrow \phi^* = 21,92^\circ$$

$$N'_q = 7,80 \text{ (Interpolando valores da tabela 0)}$$

$$N'_\gamma = 7,12 \text{ (Interpolando valores da tabela 0)}$$

$$N_q = 21,09 \text{ (Interpolando valores da tabela 0)}$$

$$N_\gamma = 26,82 \text{ (Interpolando valores da tabela 0)}$$

$$S_q = S_\gamma = 1$$

$$S'_q = S'_\gamma = 1$$

$$\text{Ruptura Geral: } \sigma_r = cN_cS_c + qN_qS_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma S_\gamma \rightarrow \sigma_r = 42,5.21,09.1 + \frac{1}{2}.17.3.15.26,82.1 \\ \rightarrow \sigma_r = 1614,43 \text{ kPa}$$

$$\text{Ruptura Puncionamento: } \sigma'_r = c^*N'_cS_c + qN'_qS_q + \frac{1}{2}\gamma BN'_\gamma S_\gamma \rightarrow \sigma'_r = 42,5.7,80.1 + \\ \frac{1}{2}.17.3.15.7,12.1 \rightarrow \sigma'_r = 522,14 \text{ kPa}$$

$$\text{Ruptura Local: } \sigma_L = \frac{\sigma_r + \sigma'_r}{2} \rightarrow \sigma_L = \frac{1614,43 + 522,14}{2} \rightarrow \sigma_L = 1068,3 \text{ kPa} \\ \rightarrow \sigma_L = 1,068 \text{ MPa}$$

Tensão admissível:

Como a tensão da camada 1 é menor que a da camada 2, utiliza-se a tensão da camada 1

$$\sigma_L = 0,362 \text{ MPa}$$

$$\text{Método Teórico: } \sigma_{adm} = \frac{\sigma_r}{FS_{cc}} \rightarrow \sigma_{adm} = \frac{0,362}{3} \rightarrow \sigma_{adm} = 0,12 \text{ MPa}$$

$$\text{Método Semiempírico: } N_{SPT} = \frac{12+20+13+14+5}{5} \rightarrow N_{SPT} \approx 13$$

$$\sigma_{adm} = \frac{N_{SPT}}{(50 \text{ a } 60)} \rightarrow \sigma_{adm} = \frac{13}{60} \rightarrow \sigma_{adm} = 0,217 \text{ MPa}$$

Utiliza-se o menor valor entre os dois métodos, logo:

$$\sigma_{adm} = 0,12 \text{ MPa}$$

EXCENRICIDADE

Parte	Peso (kN/m)	Braço (m)	Momento resistente (kN.m/m)
1	$2,25 \cdot 0,19 \cdot 22 = \mathbf{9,405}$	$(1,15/2) - 0,3 - (0,19/2) = \mathbf{0,18}$	$9,405 \cdot 0,18 = \mathbf{1,7}$
2	$1,15 \cdot 0,25 \cdot 25 = \mathbf{7,19}$	$\mathbf{0}$	$\mathbf{0}$
3	$0,66 \cdot 2,25 \cdot 17 = \mathbf{25,24}$	$(0,3 + 0,19 + 0,66/2) - (1,15/2) = \mathbf{0,245}$	$25,24 \cdot 0,245 = \mathbf{6,18}$
Total	$\mathbf{41,83}$	-	$\mathbf{7,9}$

$$F_R = 41,83 \text{ kN/m}$$

$$MR_o = 7,9 \text{ kN.m/m}$$

$$\text{Momento resultante: } M_o = M_A - MR_o \rightarrow M_o = 9,8 - 7,9 \rightarrow M_o = 1,9 \text{ kN.m/m}$$

$$\text{Tensões na base: } \sigma = \frac{F_R}{S} \pm \frac{M_o}{W} \rightarrow \sigma = \frac{41,83}{1,15 \cdot 1} \pm \frac{1,9}{\frac{1,1 \cdot 1,15^2}{6}} \rightarrow \sigma = \begin{cases} 45 \text{ kN/m}^2 \\ 27,75 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

VERIFICAÇÃO DE CAPACIDADE DE CARGA

$$\frac{\sigma_L}{\sigma_{max}} \geq FS_{cc} \rightarrow \frac{0,362}{0,045} \geq 3 \rightarrow 8,04 > 3 \text{ (OK!)}$$

ANÁLISE DE ESTABILIDADE INTERNA (ANTES DA PROTENSÃO)FLEXÃO SIMPLES

$$M_d = 13,72 \text{ kN.m/m}$$

$$y = \frac{t}{2} \rightarrow y = \frac{0,19}{2} \rightarrow y = 0,095 \text{ m}$$

$$I = \frac{bt^3}{12} \rightarrow I = \frac{1,0 \cdot 19^3}{12} \rightarrow I = 5,71 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{c,f\text{máx}} = |\sigma_{t,f\text{máx}}| = \frac{M_d c}{I} \rightarrow \sigma_{c,f\text{máx}} = |\sigma_{t,f\text{máx}}| = \frac{13,72 \cdot 10^{-3} \cdot 0,095}{5,71 \cdot 10^{-4}} \rightarrow$$

$$\rightarrow \sigma_{c,f\text{máx}} = |\sigma_{t,f\text{máx}}| = 2,28 \text{ MPa}$$

$$\text{Resistência à compressão: } \sigma_{c,f\text{máx}} \leq 1,5 f_d \rightarrow \sigma_{c,f\text{máx}} \leq 1,5 \frac{0,7 f_{pk}}{\gamma_m} \rightarrow 2,28 \leq 1,5 \frac{0,7 f_{pk}}{2}$$

$$\rightarrow f_{pk} \geq 4,34 \text{ MPa}$$

Para blocos de classe A ($f_{bk} > 8 \text{ MPa}$), utilizou-se blocos com $f_{bk} = 15 \text{ MPa}$, tem-se:

$$f_{pk} = n f_{bk} \rightarrow f_{pk} = 0,6.15 \rightarrow f_{pk} = 9 \text{ MPa} \geq 4,34 \text{ MPa (OK!)}$$

$$1,5 f_d \rightarrow 1,5 \frac{0,7.9}{2} = 4,725 \text{ MPa}$$

Resistência à tração: com a direção da tração normal à fiada e utilizando argamassa com resistência média à compressão entre 3,5 e 7,0 MPa, tem-se:

$$f_{tk} = 0,20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{t,f_{\max}} \leq f_{td} \rightarrow \sigma_{t,f_{\max}} \leq f_{td} \rightarrow \sigma_{t,f_{\max}} \leq \frac{f_{tk}}{\gamma_m} \rightarrow 2,28 \leq \frac{0,20}{2} \rightarrow 2,28 \leq 0,10 \text{ (Não passa)}$$

CISALHAMENTO

$$V_d = 18,27 \text{ kN/m}$$

$$\text{Tensão de cisalhamento de cálculo: } \tau_{vd} = \frac{V_d}{tL} \rightarrow \tau_{vd} = \frac{18,27}{0,19.1} \rightarrow \tau_{vd} = 96,15 \text{ kPa}$$

$$\text{Peso próprio do elemento: } P_p = 16,5 A_b H \rightarrow P_p = 16,5.0,19.1.2,25 \rightarrow P_p = 7,05 \text{ kN}$$

$$\text{Tensão de compressão: } \sigma_c = \sigma_{P_p} \rightarrow \sigma_c = \frac{0,9 P_p}{A_b} \rightarrow \sigma_c = \frac{0,9.7,05}{0,19.1} \rightarrow \sigma_c = 33,4 \text{ kPa}$$

Utilizando argamassa com resistência média à compressão entre 3,5 e 7,0 MPa, tem-se:

$$f_{vk} = 0,15 + 0,5 \sigma_c \rightarrow f_{vk} = 0,15 + 0,5.33,4.10^{-3} \rightarrow f_{vk} = 0,167 \text{ MPa} \rightarrow$$

$$\rightarrow f_{vk} \leq 1,4 \rightarrow 0,167 \leq 1,4 \text{ (OK!)}$$

$$\text{Verificação de tensão de cisalhamento atuante de cálculo: } \tau_{vd} \leq \frac{f_{vk}}{\gamma_m} \rightarrow 0,09615 \leq \frac{0,167}{2} \rightarrow$$

$$\rightarrow 0,09615 \leq 0,0835 \text{ (Não passa)}$$

COMPRESSÃO SIMPLES

Não existem esforços de compressão simples antes da aplicação da força de protensão.

PROTENSÃO INICIAL (ANTES DAS PERDAS DE PROTENSÃO)

Utilizando cordoalhas CP-210 RB 15,2 com resistência característica mínima à ruptura por tração f_{ptk} igual a 210 kN/cm² (2100 MPa), relaxação baixa, com diâmetro nominal de 15,2 mm e área de seção igual a 1,434 cm².

Tensão no aço de protensão: $f_p = 0,7f_{ptk} \rightarrow f_p = 0,7 \cdot 2100 \rightarrow f_p = 1470 \text{ MPa}$

Tensão de tração a ser anulada: $\sigma_{t,f_{m\acute{a}x}} = 2,28 \text{ MPa}$

Área da seção: $A_b = t \cdot L \rightarrow A_b = 19 \cdot 100 \rightarrow A_b = 1900 \text{ cm}^2$

Área total dos cabos de protensão necessária: $A_p \geq \frac{\sigma_{t,f_{m\acute{a}x}} A_b}{0,9f_p} \rightarrow A_p \geq \frac{2,28 \cdot 1900}{0,9 \cdot 1470} \rightarrow$

$\rightarrow A_p \geq 3,27 \text{ cm}^2/m$

Número de cabos: $n = \frac{A_p}{1,434} \rightarrow n = \frac{3,27}{1,434} \rightarrow n = 2,28 \rightarrow n = 3 \text{ cabos}$

Nova área total dos cabos de protensão (3 cabos): $A_p = 3 \cdot 1,434 \rightarrow A_p = 4,302 \text{ cm}^2/m$

Força de protensão: $F_p = 0,9f_p A_p \rightarrow F_p = 0,9 \cdot 1470 \cdot 10^3 \cdot 4,302 \cdot 10^{-4} \rightarrow F_p = 569,15 \text{ kN}$

Tensão nos cabos de protensão: $\sigma_{F_p} = \frac{F_p}{A_p} \rightarrow \sigma_{F_p} = \frac{569,15 \cdot 10^{-3}}{4,302 \cdot 10^{-4}} \rightarrow \sigma_{F_p} = 1323 \text{ MPa}$

PERDAS DE PROTENSÃO

$$\alpha_e = \frac{E_p}{800f_{pk}} \rightarrow \alpha_e = \frac{200 \cdot 10^3}{800 \cdot 9} \rightarrow \alpha_e = 27,77$$

$$\sigma_m = \frac{\frac{F_p}{n}}{A_b} \rightarrow \sigma_m = \frac{\frac{569,15 \cdot 10^{-3}}{3}}{0,19 \cdot 1} \rightarrow \sigma_m = 0,998 \text{ MPa}$$

Com a tensão nos cabos de protensão igual a 1323 MPa, este valor se encontra entre $0,6f_{ptk}$ e $0,7f_{ptk}$, logo adota-se o valor de ψ_{1000} igual a 2,5% correspondente a cordoalhas de relaxação baixa do valor de $0,7f_{ptk}$.

$$\text{Deformação elástica da alvenaria: } \Delta\sigma = \frac{\alpha_e \sigma_m}{2} \rightarrow \Delta\sigma = \frac{27,77 \cdot 0,998}{2} \rightarrow \Delta\sigma = 13,86 \text{ MPa}$$

$$\text{Movimentação higroscópica: } \Delta\sigma = E_p \varepsilon_{ms} \rightarrow \Delta\sigma = 200 \cdot 10^3 \cdot 0,5 \cdot 10^{-3} \rightarrow \Delta\sigma = 100 \text{ MPa}$$

$$\text{Efeitos térmicos: } \Delta\sigma = E_p \cdot [(k_a - k_s) \Delta T] \rightarrow \Delta\sigma = 200 \cdot 10^3 \cdot [(11,9 \cdot 10^{-6} - 9 \cdot 10^{-6}) 20] \rightarrow$$

$$\rightarrow \Delta\sigma = 11,6 \text{ MPa}$$

Fluência: $\Delta\sigma = E_p \cdot C \sigma_m \rightarrow \Delta\sigma = 200 \cdot 10^3 \cdot 0,998 \cdot 0,5 \cdot 10^{-3} \rightarrow \Delta\sigma = 99,8 \text{ MPa}$

Relaxação: $\psi_{1000} = 2,5\%$

$\psi(t_\infty, t_o) \cong 2,5\psi_{1000} \rightarrow \psi(t_\infty, t_o) \cong 2,5 \cdot 2,5 \rightarrow \psi(t_\infty, t_o) \cong 6,25\%$

$\psi(t, t_o) = \frac{\Delta\sigma_{pr}(t, t_o)}{\sigma_{pi}} \rightarrow 0,0625 = \frac{\Delta\sigma_{pr}(t, t_o)}{1323} \rightarrow \Delta\sigma_{pr}(t, t_o) = 82,68 \text{ MPa}$

Perdas de protensão total: $r = 13,86 + 100 + 11,6 + 99,8 + 82,68 \rightarrow r = 307,94 \text{ MPa}$

$r\% = \frac{307,94}{1323} 100 \rightarrow r\% = 23,27\% \text{ de perdas} \rightarrow r = 0,2327$

PROTENSÃO FINAL (APÓS PERDAS DE PROTENSÃO)

Área total dos cabos de protensão necessária: $A_p \geq \frac{\sigma_{t,f_{m\acute{a}x}} A_b}{0,9(1-r)f_p} \rightarrow A_p \geq \frac{2,28 \cdot 1900}{0,9 \cdot (1-0,2327) \cdot 1470} \rightarrow$
 $\rightarrow A_p \geq 4,27 \text{ cm}^2$

Número de cabos: $n = \frac{A_p}{1,434} \rightarrow n = \frac{4,27}{1,434} \rightarrow n = 2,98 \rightarrow n = 3 \text{ cabos}$

Nova área total dos cabos de protensão (3 cabos): $A_p = 3 \cdot 1,434 \rightarrow A_p = 4,302 \text{ cm}^2$

Força de protensão: $F_p = 0,9f_p A_p \rightarrow F_p = 0,9 \cdot 1470 \cdot 10^3 \cdot 4,302 \cdot 10^{-4} \rightarrow F_p = 569,15 \text{ kN}$

Força de protensão (após perdas): $F_p = 569,15 (1 - 0,2327) \rightarrow F_p = 436,70 \text{ kN}$

Tensão nos cabos de protensão: $\sigma_{F_p} = \frac{F_p}{A_p} \rightarrow \sigma_{F_p} = \frac{569,15 \cdot 10^{-3}}{4,302 \cdot 10^{-4}} \rightarrow \sigma_{F_p} = 1323 \text{ MPa}$

VERIFICAÇÃO DE RUPTURA

$\sigma_{pe} = (1 - r) \frac{F_p}{A_p} \rightarrow \sigma_{pe} = (1 - 0,2327) \frac{569,15 \cdot 10^{-3}}{4,302 \cdot 10^{-4}} \rightarrow \sigma_{pe} = 1015,13 \text{ MPa}$

Tensão nominal no cabo de protensão: $f_{pd} = \sigma_{pe} + \frac{700d}{l} \left(1 - \frac{f_{ptk} A_p}{1,4 f_{pk} b d} \right) \rightarrow$

$\rightarrow f_{pd} = 1015,13 + \frac{700 \cdot 0,095}{2,25} \left(1 - \frac{2100 \cdot 4,302 \cdot 10^{-4}}{1,4 \cdot 9 \cdot 1,0 \cdot 0,95} \right) \rightarrow f_{pd} = 1022,38 \text{ MPa}$

Posição da linha neutra: $x = \frac{A_p f_{pd}}{f_{db}} \rightarrow x = \frac{4,302 \cdot 1015,13}{\left(\frac{9}{2}\right) 100} \rightarrow x = 9,7 \text{ cm}$

Momento último: $M_u = A_p f_{pd} \left(d - \frac{x}{2} \right) \rightarrow M_u = 4,302 \cdot 10^{-4} \cdot 1015,13 \cdot 10^3 \left(\frac{0,19}{2} - \frac{0,097}{2} \right) \rightarrow$

$\rightarrow M_u = 20,30 \text{ kN.m}$

Verificação: $M_d \leq M_u \rightarrow 13,72 < 20,30 \text{ (OK!)}$

TENSÃO DE CONTATO

Utilizando placas de 25x18 cm, cordoalhas e alvenaria grauteada, tem-se:

$$\sigma_{tc} = \frac{F_p}{A_1} \leq 1,5f_d \rightarrow \frac{(F_p/n)}{A_1} \leq 1,5 \frac{0,7f_{pk}}{\gamma_m} \rightarrow \frac{\left(\frac{569,15 \cdot 10^{-3}}{3}\right)}{0,25 \cdot 0,18} \leq 1,5 \frac{0,7 \cdot 9}{2} \rightarrow$$

$$\rightarrow 4,21 < 4,725 \text{ MPa (OK!)}$$

ANÁLISE DE ESTABILIDADE INTERNA (APÓS PROTENSÃO)

FLEXÃO SIMPLES

$$M_d = 13,72 \text{ kN.m/m}$$

$$\sigma_{c,f_{\max}} = |\sigma_{t,f_{\max}}| = 2,28 \text{ MPa}$$

$$k = 1$$

Resistência à compressão

$$\text{Antes das perdas: } \left(\sigma_{c,f_{\max}} + \frac{F_p}{A_b}\right) \leq 1,5k \frac{0,7f_{pk}}{0,8\gamma_m} \rightarrow \left(2,28 + \frac{569,15 \cdot 10^{-3}}{0,19 \cdot 1}\right) \leq 1,5 \frac{0,7 \cdot 9}{0,8 \cdot 2} \rightarrow$$

$$\rightarrow 5,27 < 5,90 \text{ (OK!)}$$

$$\text{Após as perdas: } \left[\sigma_{c,f_{\max}} + (1 - r) \frac{F_p}{A_b}\right] \leq 1,5k \frac{0,7f_{pk}}{\gamma_m} \rightarrow$$

$$\rightarrow \left[2,28 + (1 - 0,2327) \frac{569,15 \cdot 10^{-3}}{0,19 \cdot 1}\right] \leq 1,5 \frac{0,7 \cdot 9}{2} \rightarrow 4,58 < 4,725 \text{ (OK!)}$$

Resistência à tração

$$\text{Antes das perdas: } \left(-\frac{F_p}{A_b} + \sigma_{t,f_{\max}} \right) \leq \frac{f_{tk}}{0,8\gamma_m} \rightarrow \left(-\frac{569,15 \cdot 10^{-3}}{0,19,1} + 2,28 \right) \leq \frac{0,20}{0,8,2} \rightarrow$$

$$\rightarrow -0,71 < 0,125 \text{ (OK!)}$$

$$\text{Após as perdas: } \left[\sigma_{t,f_{\max}} - (1-r) \frac{F_p}{A_b} \right] \leq \frac{f_{tk}}{\gamma_m} \rightarrow$$

$$\rightarrow \left[2,28 - (1 - 0,2327) \frac{569,15 \cdot 10^{-3}}{0,19,1} \right] \leq \frac{0,20}{2} \rightarrow -0,018 < 0,10 \text{ (OK!)}$$

CISALHAMENTO

$$V_d = 18,27 \text{ kN/m}$$

$$\text{Tensão de cisalhamento de cálculo: } \tau_{vd} = 96,15 \text{ kPa}$$

$$\text{Peso próprio do elemento: } P_p = 7,05 \text{ kN}$$

$$\text{Tensão de compressão devido à força de protensão: } \sigma_{F_p} = (1-r) \frac{0,9F_p}{A_b} \rightarrow$$

$$\rightarrow \sigma_{F_p} = (1 - 0,2327) \frac{0,9 \cdot 569,15 \cdot 10^{-3}}{0,19,1} \rightarrow 2,07 \text{ MPa}$$

$$\text{Tensão de compressão: } \sigma_c = \sigma_{P_p} + \sigma_{F_p} \rightarrow \sigma_c = \frac{0,9P_p}{A_b} + 2,07 \rightarrow \sigma_c = \frac{0,9 \cdot 7,05 \cdot 10^{-3}}{0,19,1} + 2,07 \rightarrow$$

$$\rightarrow \sigma_c = 2,10 \text{ MPa}$$

Utilizando argamassa com resistência média à compressão entre 3,5 e 7,0 MPa, tem-se:

$$f_{vk} = 0,15 + 0,5\sigma_c \rightarrow f_{vk} = 0,15 + 0,5 \cdot 2,10 \rightarrow f_{vk} = 1,2 \text{ MPa} \rightarrow$$

$$\rightarrow f_{vk} \leq 1,4 \rightarrow 1,2 \leq 1,4 \text{ (OK!)}$$

$$\text{Verificação de tensão de cisalhamento atuante de cálculo: } \tau_{vd} \leq \frac{f_{vk}}{\gamma_m} \rightarrow 0,09615 \leq \frac{1,2}{2} \rightarrow$$

$$\rightarrow 0,09615 \leq 0,6 \text{ (OK!)}$$

COMPRESSÃO SIMPLES

$$\text{Índice de esbeltez: } \lambda = \frac{h_e}{t_e} \leq 24 \rightarrow \lambda = \frac{2,2,25}{0,19} \leq 24 \rightarrow 23,68 < 24 \text{ (OK!)}$$

Coeficiente redutor: $R = \left[1 - \left(\frac{\lambda}{40} \right)^3 \right] \rightarrow R = \left[1 - \left(\frac{23,68}{40} \right)^3 \right] \rightarrow R = 0,79$

Antes das perdas: $F_p \leq N_{rd} \rightarrow F_p \leq k \frac{0,7 f_{pk}}{0,8 \gamma_m} A_b R \rightarrow 0,569 \leq \frac{0,7 \cdot 9}{0,8 \cdot 2} 0,19 \cdot 1,0,79 \rightarrow$
 $\rightarrow 0,569 < 0,591 \text{ (OK!)}$

Após as perdas: $F_p(1 - r) \leq N_{rd} \rightarrow F_p(1 - r) \leq k \frac{0,7 f_{pk}}{\gamma_m} A_b R \rightarrow$
 $\rightarrow 0,569(1 - 0,2327) \leq \frac{0,7 \cdot 9}{2} 0,19 \cdot 1,0,79 \rightarrow 0,436 < 0,472 \text{ (OK!)}$

FUNDAÇÃO (SAPATA CORRIDA)

VERIFICAÇÃO DE TENSÃO ADMISSÍVEL

$$\sigma_{adm} = 0,12 \text{ MPa}$$

$$B = 1,15 \text{ m}$$

$$L = 150 \text{ m}$$

$$\sigma_{adm} \geq \frac{\gamma_g(P_p + F_p) + 0,05(P_p + F_p)}{B \cdot L} \rightarrow$$

$$\rightarrow 0,12 \geq \frac{1,4(0,00705 + 0,569) + 0,05(0,00705 + 0,569)}{1,15 \cdot 150} \rightarrow 0,12 > 0,005 \text{ MPa (OK!)}$$

ESFORÇOS SOLICITANTES

$$\text{Esforço cortante: } V_{fp} = \frac{(P_p + F_p)}{2} \left(1 - \frac{t}{B} \right) \rightarrow V_{fp} = \frac{(7,05 + 569,15)}{2} \left(1 - \frac{0,19}{1,15} \right) \rightarrow V_{fp} = 240,5 \text{ kN}$$

$$\text{Momento fletor: } M_{cp} = \frac{(P_p + F_p)}{8} (B - t) + M_a \rightarrow M_{cp} = \frac{(7,05 + 569,15)}{8} (1,15 - 0,19) + 9,8 \rightarrow$$

$$\rightarrow M_{cp} = 78,94 \text{ kN.m}$$

DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO

Como o ambiente onde o muro está inserido é marinho, a classe de agressividade será III, com cobrimento igual a 4 cm e utilizando concreto com f_{ck} de 35 MPa. A bitola fictícia para encontrar a altura útil será de 10 mm e o aço utilizado será CA-50.

$$d = h - c - \frac{\emptyset}{2} \rightarrow d = 25 - 4 - \frac{1}{2} \rightarrow d = 20,5 \text{ cm}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} \rightarrow f_{yd} = \frac{500}{1,15} \rightarrow f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$\text{Armadura principal: } A_{s,\text{principal}} = \frac{M_d}{0,85d f_{yd}} \rightarrow A_{s,\text{principal}} = \frac{1,4.78,94}{0,85.0,205.434780} \rightarrow$$

$$\rightarrow A_{s,\text{principal}} = 14,58 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \phi 12,5\text{c}/8,5$$

$$\text{Armadura de distribuição: } A_{s,\text{distribuição}} \geq \begin{cases} 0,9 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \\ \frac{1}{5} A_{s,\text{principal}} \end{cases} \rightarrow A_{s,\text{distribuição}} \geq \begin{cases} 0,9 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 2,91 \text{ cm}^2/\text{m} \end{cases} \rightarrow$$

$$\rightarrow A_{s,\text{distribuição}} = 2,91 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \phi 8\text{c}/17$$

VERIFICAÇÃO DE PUNÇÃO (DIAGONAL COMPRIMIDA)

$$\mu_o = 2(h_o + 100) \rightarrow \mu_o = 2(25 + 100) \rightarrow \mu_o = 250 \text{ cm}$$

$$\alpha_v = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \rightarrow \alpha_v = \left(1 - \frac{35}{250}\right) \rightarrow \alpha_v = 0,86$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} \rightarrow f_{cd} = \frac{35}{1,4} \rightarrow f_{cd} = 25 \text{ MPa}$$

$$\text{Tensão cisalhante atuante: } \tau_{Sd} = \frac{\gamma_g(P_p + F_p)}{\mu_o d} \rightarrow \tau_{Sd} = \frac{1,4.(0,00705 + 0,569)}{2,5.0,205} \rightarrow \tau_{Sd} = 1,57 \text{ MPa}$$

$$\text{Tensão cisalhante resistente: } \tau_{Rd2} = 0,27 \alpha_v f_{cd} \rightarrow \tau_{Rd2} = 0,27.0,86.25 \rightarrow \tau_{Rd2} = 5,80 \text{ MPa}$$

$$\text{Verificação: } \tau_{Sd} \leq \tau_{Rd2} \rightarrow 1,57 < 5,80 \text{ MPa (OK!)}$$

VERIFICAÇÃO DE CORTANTE

$$b_w \geq 5d \rightarrow b_w \geq 5.20,5 \rightarrow b_w \geq 102,5 \rightarrow b_w = 130 \text{ cm}$$

$$f_{ctm} = 0,3f_{ck}^{2/3} \rightarrow f_{ctm} = 0,3.35^{2/3} \rightarrow f_{ctm} = 3,21 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7f_{ctm} \rightarrow f_{ctk,inf} = 0,7.3,21 \rightarrow 2,247 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{1,4} \rightarrow f_{ctd} = \frac{2,247}{1,4} \rightarrow f_{ctd} = 1,605 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Rd} = 0,25f_{ctd} \rightarrow \tau_{Rd} = 0,25.1,605 \rightarrow \tau_{Rd} = 0,40 \text{ MPa}$$

$$k = |1,6 - d| > 1 \rightarrow k = |1,6 - 0,205| > 1 \rightarrow k = 1,395 > 1 \text{ (OK!)}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{\gamma_g(P_p + F_p)}{A_c} \rightarrow \sigma_{cp} = \frac{1,4.(0,00705 + 0,569)}{1,0,25} \rightarrow \sigma_{cp} = 3,22 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s,principal}}{100d} \leq 0,02 \rightarrow \rho_1 = \frac{14,58}{100.20,5} \leq 0,02 \rightarrow \rho_1 = 0,007 \leq 0,02 \text{ (OK!)}$$

$$\text{Força cortante resistente: } V_{Rd1} = [\tau_{Rd}k(1,2 + 40\rho_1) + 0,15\sigma_{cp}]b_wd \rightarrow$$

$$\rightarrow V_{Rd1} = [400.1,395(1,2 + 40.0,007) + 0,15.3220]1,3.0,205 \rightarrow V_{Rd1} = 348,8 \text{ kN}$$

$$\text{Força cortante atuante de cálculo: } V_{Sd} = 1,4V_{fp} \rightarrow V_{Sd} = 1,4.240,5 \rightarrow V_{Sd} = 336,7 \text{ kN}$$

$$\text{Verificação: } V_{Sd} \leq V_{Rd1} \rightarrow 336,7 \leq 348,8 \text{ kN}$$

ANEXO A

COTA EM RELAÇÃO AO RN	AMOSTRA	PROFUNDIDADE DA CAMADA	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	Nº DE GOLPES		PENETRAÇÃO (GOLPES 30 cm)			
				1ª e 2ª	2ª e 3ª	DIAGRAMA DAS PENETRAÇÕES			
NÍVEL D'ÁGUA						10	20	30	40
		0,50	Areia fina, medianamente compacta, siltosa, branca	14	15				
		2,50	Cascalho laterítico, arenoso, de medianamente compacto a compacto, variegado.	08	12				
			15	20					
			11	13					
			12	14					
			07	05					
			13	17					
			10	14					
			07	10					
			10,45		13		19		
			Limite da sondagem						

MC ENGENHARIA LTDA

CLIENTE: _____

LOCAL: PROLONGAMENTO DA AV. LITORÂNEA NO CALHAU FURO: SP COTA: _____

ENGº:  ESC: 1:100 DATA: 10/10/2003

INICIAL: _____ FINAL: 6,00 DATA: 11/10/2003

AMOSTRADOR: (50 x 35) mm RELATÓRIO Nº: 070/2003 REVESTIMENTO: 76mm

